



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE CUENCA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN.**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

**ANÁLISIS TENSO – DEFORMACIONAL DE TANQUES DE
RESERVA CON TECNOLOGÍA DE FERROCEMENTO.**

TRABAJO DE TITULACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

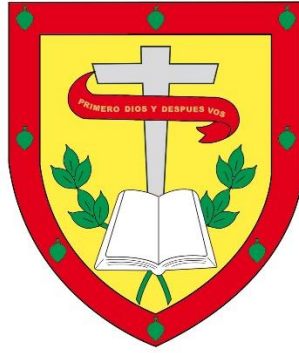
AUTOR: GALO ANDRES ZAVALA CARDENAS.

DIRECTOR: JUAN GABRIEL BARBECHO CHUISACA.

CUENCA – ECUADOR

2022

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN.**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

**ANÁLISIS TENSO – DEFORMACIONAL DE TANQUES DE
RESERVA CON TECNOLOGÍA DE FERROCEMENTO.**

TRABAJO DE TITULACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

AUTOR: GALO ANDRES ZAVALA CARDENAS.

DIRECTOR: JUAN GABRIEL BARBECHO CHUISACA.

CUENCA – ECUADOR

2022

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO

Declaratoria de Autoría y Responsabilidad

Galo Andrés Zavala Cárdenas portador de la cédula de ciudadanía N.º 1400816730. Declaro ser el autor de la obra: “Análisis tenso – Deformacional de tanques de reserva con tecnología de Ferrocemento”, sobre la cual me hago responsable sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaro que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximo a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaro finalmente que mi obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también me responsabilizo y eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, 25 de Mayo de 2022



F:

Galo Andrés Zavala Cárdenas

1400816730

CERTIFICACIÓN

Yo, Ing. Juan Gabriel Barbecho Chuisaca. M.Sc. certifico la presente investigación “ANÁLISIS TENSO – DEFORMACIONAL DE TANQUES DE RESERVA CON TECNOLOGÍA DE FERROCEMENTO” realizado por el señor Galo Andrés Zavala Cárdenas Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil perteneciente a la Unidad Académica De Ingeniería, Industria y Construcción, se desarrolló bajo mi supervisión y tutoría, siendo un trabajo elaborado de manera personal e inédita.



Ing. Juan Gabriel Barbecho Chuisaca M.Sc.
TUTOR

DEDICATORIA

GALO

Una de las metas que me he propuesto alcanzar en la vida ha sido cumplida y va dedicado a mis Padres Rosa y Galo, que me han brindado su amor y apoyo incondicional, inculcándome valores como el esfuerzo y la perseverancia para no rendirme ante los obstáculos que nos pone la vida, a mis hermanos Joffre y Adrián por su compañía y apoyo moral, que han formado parte para poder culminar mi etapa de estudios, gracias por creer y confiar en mí con todo el cariño y amor, Dios los bendiga.

AGRADECIMIENTO

Galo

Primero agradezco a Dios, por darme la sabiduría y fortaleza para culminar mis estudios.

A la Universidad Católica de Cuenca, por abrirme sus puertas y permitirme ser parte de su prestigiosa institución, a cada uno de los docentes que lo conforman y fueron mis mentores durante mi formación académica.

Un agradecimiento especial al Ing. Juan Barbecho, que me supo guiar y por haber compartido su valioso tiempo y conocimiento, para el desarrollo y ejecución de este proyecto de investigación.

A mis queridos Padres, quienes creyeron, confiaron en mí y me brindaron su apoyo incondicional durante toda mi etapa de estudios, gracias, por tanto.

A mis familiares que estuvieron de una u otra manera a mi lado apoyándome, para hacer posible este logro académico.

Mis más sinceros agradecimientos.

Resumen

El presente estudio consiste en el análisis Tenso-Deformacional del Ferrocemento como material de construcción para tanques de reserva. Para el análisis de la estructura se definieron diferentes geometrías, considerando las siguientes características: diámetros de 4 m y 6 m; alturas 2.5m, 3m y 4m; espesores de pared de 0.03m, 0.05m y 0.10m; además se consideró el funcionamiento estructural cuando el tanque se encuentra enterrado y cuando está superficial. El análisis Tenso-Deformacional se realizó mediante la elaboración de modelos estructurales en el Software SAP 2000, con elementos tipo Shell y modelos numéricos de elementos finitos, permitiendo analizar el comportamiento de diversos tipos de estructuras de pared delgada según la variación de la geometría y cargas aplicadas.

Se pudo evidenciar que, para las estructuras ubicadas sobre el terreno, los mayores esfuerzos son productos a los empujes hidrostáticos y para los enterrados los máximos valores son por la acción del suelo. Cuando consideramos las combinaciones de cargas se puede corroborar que las mayores deformaciones ocurren cuando el depósito está vacío. Al revisar el comportamiento Tenso-Deformacional de los distintos reservorios, se observa que los modelos superficiales 1, 2, 3 y enterrados 4, 5, 6 y 9 presentan un buen comportamiento ante las cargas impuestas ya que en ninguno de los casos superan los límites, cuyos resultados son inferiores a los 3Mpa a tracción y 12.6 Mpa a compresión, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño; mientras que los modelos 7, 8 presenta fallos a tracción en la estructura, provocando esfuerzos superiores a los 3Mpa.

Palabras clave: tanque de reserva, Ferrocemento, elementos finitos, software Sap2000, Análisis Tenso Deformacional

Abstract

This study consists of a stress-strain analysis of ferrocement as a construction material for storage tanks. For the analysis of the structure, different geometries were defined, considering the following characteristics: diameters of 4m and 6m; heights of 2.5m, 3m, and 4m; wall thicknesses of 0.03m, 0.05m, and 0.10m; in addition, the structural performance when the tank is buried and when it is above ground was considered. The stress-strain analysis was performed by elaborating structural models in SAP 2000 software, with shell elements and finite element numerical models, allowing the behavioral analysis of different types of thin-walled structures according to the variation of the geometry and applied loads.

It was revealed that, for the structures located on the ground, the highest stresses are due to hydrostatic thrusts, and for the buried structures, the maximum values are due to soil action. When considering the load combinations, it can be corroborated that the most significant deformations occur when the tank is empty. When reviewing the stress-strain behavior of the different reservoirs, it is observed that surface models 1, 2, 3 and buried models 4, 5, 6, and 9 show good performance under the imposed loads since, in none of the cases, they exceed the limits whose results are lower than 3Mpa tensile strength and 12.6 Mpa compressive strength, remaining within the admissible design parameters. In contrast, models 7 and 8 show tensile failures in the structure, causing stresses higher than 3Mpa.

Keywords: storage tank, ferroconcrete, finite elements, SAP2000 software, Stress-Strain Analysis

ÍNDICE

Declaratoria de Autoría y Responsabilidad.....	I
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
Resumen	V
Abstract	VI
ÍNDICE	VII
Índice de Figuras	XIII
Índice de Tablas.....	XX
Capítulo I.- Introducción.....	1
1.1 Antecedentes	2
1.2 Justificación	5
1.3 Objetivos	6
1.3.1 Objetivo general.....	6
1.3.2 Objetivos Específicos	6
Capítulo 2 - Marco Teórico	7
2.1 Tecnología del Ferrocemento	8
2.1.1 Ventajas del Ferrocemento	9
2.2 Componentes del Ferrocemento y su mezcla.....	11

2.2.1	Agregado fino	11
2.2.2	Agua.....	12
2.2.3	Cemento Portland.	12
2.3	Propiedades mecánicas del Ferrocemento	14
2.3.1	Propiedades del Ferrocemento en Estado Fresco	14
2.3.2	Propiedades En Estado Endurecido	15
2.4	Comportamiento a Tracción.	17
2.5	Módulo de elasticidad del Ferrocemento	18
2.6	Comportamiento del Ferrocemento frente al Agrietamiento	19
2.7	Comportamiento a Compresión.....	20
2.8	Comportamiento a Flexión.....	23
2.9	Comportamiento sísmico.	24
2.9.1	Bases Teóricas del Método Housner.	25
2.9.2	Datos sísmicos del sitio y de la estructura	27
2.9.2.1	<i>Factor de zona sísmica.....</i>	<i>27</i>
2.9.2.2	<i>Factor de importancia I</i>	<i>29</i>
2.9.2.3	<i>Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones</i>	<i>31</i>
2.9.2.4	<i>Factores de modificación de la respuesta.....</i>	<i>33</i>
2.9.2.5	<i>Corte basal total, ecuación general</i>	<i>34</i>
2.9.2.6	<i>Momento volcante en la base del tanque.</i>	<i>35</i>
2.9.2.7	<i>Propiedades dinámicas de la estructura.....</i>	<i>37</i>
2.9.2.8	<i>Distribución de Fuerzas de manera Vertical.</i>	<i>40</i>

2.9.2.9	<i>Distribución de Fuerzas Horizontales.</i>	43
2.9.2.10	<i>Presión del suelo</i>	45
2.10	Características geométricas del Tanque de Ferrocemento.	46
2.11	Análisis de Cargas actuantes.	49
2.11.1	Carga Muerta	49
2.11.2	Empuje de Agua.	49
2.11.3	Carga Sísmica:	50
2.11.4	Empuje de suelos	51
2.12	Definiciones de esfuerzos en estructuras modeladas con elementos tipo placa Shell.	52
2.12.1	Esfuerzo	52
2.12.2	Esfuerzos a tracción	53
2.12.3	Esfuerzos a compresión	53
2.12.4	Esfuerzos a Flexión.	54
2.12.5	Esfuerzos principales	54
2.12.6	Esfuerzos de Von Mises	56
2.13	Deformación.	56
2.14	Recomendaciones constructivas del Ferrocemento a considerar. ..	57
2.14.1	El recubrimiento mínimo	57
2.14.2	El Espesor mínimo.	57
2.15	Modelo de elementos finitos.	58
2.15.1	Generación de la malla.	59

2.15.2 El elemento Shell en el software SAP 2000.	60
2.16 Análisis Geotécnico de Tanques de Ferrocemento.....	60
2.16.1 Software GEO5.....	60
Capítulo 3.- Metodología	63
3.1 Estructura del Tanque de Reserva de Ferrocemento.	63
3.1.1 Características de los Materiales.....	64
3.1.2 Líquido.....	65
3.1.3 Suelo	65
3.1.4 Características Geométricas de los Tanques.....	66
3.2 Descripción de los Tanques de Ferrocemento.	67
3.3 Cálculo de las cargas de diseño	68
3.3.1 Empujes de Tierras caso 1 al 3.	68
3.3.2 Empujes de Tierras casos del 4 al 9.	68
3.3.3 Empuje Hidrostático.	71
3.3.4 Cargas Sísmicas	76
3.3.4.1 Presiones Hidrostáticas producto a la Fuerza Sísmica:.....	76
3.3.5 Determinación del Espectro de Carga Sísmica.....	84
3.4 Realización del modelo estructural y asignación de cargas en el software SAP2000.....	87
3.4.1 Propiedades del Material a utilizarse (Ferrocemento)	88
3.4.2 Asignación de las cargas	89
3.4.3 Carga del Suelo	93

3.4.4	Asignación de la carga de sismo impulsiva y convectiva.....	96
3.4.5	Asignación del Espectro de Carga	97
3.4.6	Combinaciones de cargas.....	99
3.5	Realización del Modelo del Empuje de suelos software Geo 5.....	104
3.5.1	Asignación de la Geometría de la Estructura.....	104
3.5.2	Definición del Perfil del Suelo.....	105
3.5.3	Definición y Asignación de las Propiedades del Suelo.	106
Capítulo 4.- Análisis y discusión de los resultados		109
4.1	Análisis y modelamiento estructural de los tanques en el software SAP 2000.	109
4.2	Resultados de la modelación para los 9 casos de estudio.....	111
4.2.1	Resultado de la modelación para el tanque 1.....	111
4.2.2	Resultados de la modelación para el Tanque 2.....	114
4.2.3	Resultado de la modelación para el Tanque 3.	116
4.2.4	Resultados de la modelación para el Tanque 4.....	119
4.2.5	Resultados de la modelación para el Tanque 5.....	121
4.2.6	Resultados de la modelación para el Tanque 6.....	124
4.2.7	Resultados de la modelación para el Tanque 7.....	127
4.2.8	Resultados de la modelación para el Tanque 8.....	129
4.2.9	Resultados de la modelación para el Tanque 9.....	131
4.3	Análisis y comparación de los resultados de los 9 casos de estudio	133

4.3.1	Análisis de los esfuerzos en función del espesor	144
4.3.2	Análisis de los tanques en función de la altura y el diámetro.....	153
4.3.3	Análisis de la deformación en función de la altura y el diámetro del Tanque	153
4.3.4	Análisis de los esfuerzos en función de la altura y el diámetro	157
Capítulo 5 - Conclusiones y Recomendaciones.....		161
Conclusiones		161
Recomendaciones.		164
Bibliografía		165
ANEXOS		171

Índice de Figuras

Figura 1 <i>Embarcación de Josep Louis Lambot. 1857</i>	2
Figura 2 <i>Barco Mercante durante la Primera Guerra Mundial</i>	3
Figura 3 <i>Esquema de refuerzos en ferrocemento</i>	4
Figura 4 <i>Sección Típica sección de ferrocemento (ACI)</i>	9
Figura 5 <i>Tipo de refuerzo en ferrocemento</i>	9
Figura 6 <i>La Ópera de Sydney, un ejemplo de aplicación del ferrocemento</i>	10
Figura 7 <i>Relación de Agua/Cemento vs Permeabilidad</i>	14
Figura 8 <i>Diagrama tenso-deformacional del ferrocemento</i>	17
Figura 9 <i>Relación entre retracción y humedad. Efecto del curado</i>	20
Figura 10 <i>Efecto del espesor en la retracción</i>	22
Figura 11 <i>Relación entre retracción y humedad. Efecto del curado</i>	23
Figura 12 <i>Diagrama carga-flecha</i>	24
Figura 13 <i>Modelo de la oscilación del agua en un reservorio</i>	25
Figura 14 <i>Representación gráfica del modelo simplificado de Housner</i>	26
Figura 15 <i>Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2014</i>	30
Figura 16 <i>Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño</i>	32
Figura 17 <i>Razón factor de masa impulsivo y convectivo vs D/H_L</i>	37
Figura 18 <i>Razón factor de altura impulsivo y convectivo vs D/H_L</i>	39
Figura 19 <i>Razón factores de altura impulsivo y conevtivo vs D/H_L</i>	40
Figura 20 <i>Distribución de Cargas verticales - Estanques circulares</i>	42

Figura 21 <i>Distribución de fuerzas equivalentes en los muros.</i>	42
Figura 22 <i>Distribución de fuerzas horizontales.</i>	44
Figura 23 <i>Carga dinámica por empuje lateral de tierras.</i>	46
Figura 24 <i>Características Geométricas de los Tanques.</i>	47
Figura 25 <i>Características Geométricas de los Tanques.</i>	47
Figura 26 <i>Tanque de reserva circular apoyado sobre terreno comprensible</i>	48
Figura 27 <i>Tipo 2.2 base simplemente apoyada - Hormigón armado</i>	49
Figura 28 <i>Esfuerzos normales principales</i>	55
Figura 29 <i>Esfuerzos cortantes principales</i>	55
Figura 30 <i>Cordenas nodales (i,j,k) y desplazamientos de los nodos</i>	59
Figura 31 <i>Esquema de Diseño del Tanque de Ferrocemento</i>	64
Figura 32 <i>Características Geométricas de los Tanques.</i>	66
Figura 33 <i>Tipo 2.2 base simplemente apoyada.</i>	67
Figura 34 <i>Empujes Activos(a) modelos del 4 al 6</i>	69
Figura 35 <i>Empujes activos de los casos del 7 al 9.</i>	71
Figura 36 <i>Presión Hidrostática producida por el agua contenida.</i>	72
Figura 37 <i>Diagrama de Presión Hidrostática producida por el agua contenida en el Tanque, casos 1 al 3.</i>	73
Figura 38 <i>Diagrama de Presión Hidrostática producida por el agua contenida en el Tanque, casos 4 al 6.</i>	74
Figura 39 <i>Diagrama de Presión Hidrostática producida por el agua contenida en el tanque, casos 7 al 9.</i>	76
Figura 40 <i>Presión Sísmica por Inercia en el Muro, casos 1 al 3.</i>	77
Figura 41 <i>Presión sísmica por Carga Impulsiva, casos 1 a 3.</i>	78

Figura 42 <i>Presión Sísmica por Carga Convectiva, casos 1 a 3.</i>	79
Figura 43 <i>Presión Sísmica por Inercia en el Muro, casos 4 al 6.</i>	80
Figura 44 <i>Presión Sísmica por Carga Impulsiva, casos 4 al 6.</i>	81
Figura 45 <i>Presión Sísmica por Carga Convectiva, casos 4 a 6.</i>	81
Figura 46 <i>Presión Sísmica por Inercia en el Muro, casos 7 al 9.</i>	82
Figura 47 <i>Presión Sísmica por Carga Impulsiva, casos 7 al 9.</i>	83
Figura 48 <i>Presión Sísmica por Carga Convectiva, casos 7 al 9.</i>	83
Figura 49 <i>El Espectro para el Tanque Enterrado $R_{wi}=4$</i>	86
Figura 50 <i>El Espectro para el Tanque Superficial $R_{wi}=2.75$</i>	87
Figura 51 <i>Asignación del material</i>	88
Figura 52 <i>Definición de cargas</i>	89
Figura 53 <i>Asignación del área de distribución de la carga.</i>	90
Figura 54 <i>Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 1 al 3 referentes a la carga hidrostática.</i>	91
Figura 55 <i>Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 4 al 6 referentes a la carga hidrostática.</i>	92
Figura 56 <i>Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 7 al 9 referentes a la carga hidrostática.</i>	92
Figura 57 <i>Asignación de la carga de suelo</i>	94
Figura 58 <i>Asignación de la presión respecto al Empuje de tierras.</i>	94
Figura 59 <i>Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 4 al 6 referentes al Empuje de Tierras.</i>	95
Figura 60 <i>Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 7 al 9 referentes al Empuje de Tierras.</i>	96

Figura 61 <i>Carga de sismo convectiva e impulsiva.</i>	97
Figura 62 <i>Espectro de Diseño de Aceleración Sísmica (T) de Cuenca Ecuador.</i> ..	98
Figura 63 <i>Espectro de Aceleración Sísmica de Cuenca.</i>	98
Figura 64 <i>Definición de los casos de cargas.</i>	99
Figura 65 <i>Definición de las combinaciones de cargas para el caso 5.</i>	100
Figura 66 <i>Combinación 1(1.2 C. muerta +1.2 C.agua +1 C. sismo + 1.6 C. suelo).</i>	101
Figura 67 <i>Combinación 2 (- 0.9 C. muerta +1.2 C. agua +1 C. sismo + 1.6C.suelo).</i>	102
Figura 68 <i>Combinación 3 (- 1.2Cmuerta +1 C sismo + 1.6 C suelo (tanque vacío)).</i>	103
Figura 69 <i>Combinación 4 (- 0.9 C. muerta +1 C. sismo + 1.6 C. suelo (tanque vacío)).</i>	104
Figura 70 <i>Geometria, Plantilla de Trabajo Software GEO5.</i>	105
Figura 71 <i>Definición del Perfil del Suelo.</i>	106
Figura 72 <i>Propiedades del suelo.</i>	107
Figura 73 <i>Asignación de las propiedades del suelo.</i>	108
Figura 74 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 1.</i>	113
Figura 75 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 2.</i>	116
Figura 76 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 3.</i>	118
Figura 77 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 4.</i>	121
Figura 78 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 5.</i>	123
Figura 79 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 6.</i>	126
Figura 80 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 7.</i>	128

Figura 81 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 8.</i>	131
Figura 82 <i>Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 9.</i>	133
Figura 83 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga muerta (peso propio) para los Tanques 1, 2 y 3.</i>	134
Figura 84 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 1, 2 y 3.</i>	135
Figura 85 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Envolvente de las combinaciones para los Tanques 1, 2 y 3.</i>	136
Figura 86 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga muerta (peso propio) para los Tanques 4,5 y 6.</i>	137
Figura 87 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 4,5 y 6.</i>	138
Figura 88 <i>Análisis de las Deformaciones respecto al empuje de tierras para los Tanques 4, 5 y 6.</i>	139
Figura 89 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la envolvente para los Tanques 4, 5 y 6.</i>	140
Figura 90 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga muerta (peso propio) para los Tanques 7, 8 y 9.</i>	141
Figura 91 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 7, 8 y 9.</i>	142
Figura 92 <i>Análisis de las Deformaciones respecto al Empujes de Tierras para los Tanques 7, 8 y 9.</i>	143
Figura 93 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a las Envoltentes para los Tanques 7, 8 y 9.</i>	144

Figura 94 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto a la Carga muerta (peso propio) para los Tanques 1, 2 y 3.</i>	145
Figura 95 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto a la Presión Hidrostática para los Tanques 1,2 y 3.</i>	145
Figura 96 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto a la Envolvente para los Tanques 1, 2 y 3.</i>	146
Figura 97 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto a la Carga Muerta (peso propio) para los Tanques 4, 5 y 6.</i>	147
Figura 98 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 4, 5 y 6.</i>	148
Figura 99 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto al Empuje de Tierras para los Tanques 4, 5 y 6.</i>	148
Figura 100 <i>Análisis de los Esfuerzos producto a la Envolvente para los Tanques 4, 5 y 6.</i>	149
Figura 101 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto a la Carga Muerta (peso propio) para los Tanques 7, 8 y 9.</i>	150
Figura 102 <i>Análisis de los Esfuerzos Respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 7, 8 y 9.</i>	151
Figura 103 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto Empujes de Tierras para los Tanques 7, 8 y 9.</i>	151
Figura 104 <i>Análisis de los Esfuerzos respecto a la Envolvente para los Tanques 7, 8 y 9.</i>	152
Figura 105 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Muerta (Peso Propio) de los Tanques 4 y 7.</i>	153

Figura 106	154
Figura 107 <i>Análisis de las Deformaciones respecto al Empuje del Suelo para los Tanques 4 y 7.</i>	155
Figura 108 <i>Análisis de las Deformaciones respecto a la Envolvente para los Tanques 4 y 7.</i>	155
Figura 109 <i>Análisis de las Deformaciones de los Tanques 5 y 8.</i>	156
Figura 110 <i>Análisis de las Deformaciones de los Tanques 6 y 9.</i>	157
Figura 111 <i>Análisis de los Esfuerzos de los Tanques 4 y 7.</i>	158
Figura 112 <i>Análisis de los Esfuerzos de los Tanques 5 y 8.</i>	159
Figura 113 <i>Análisis de los Esfuerzos de los Tanques 6 y 9.</i>	159

Índice de Tablas

Tabla 1 <i>Pautas para la clasificación de arena</i>	12
Tabla 2 <i>Factor de Zona sísmica Z</i>	28
Tabla 3 <i>Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada</i>	28
Tabla 4 <i>Factor de importancia I</i>	29
Tabla 5 <i>Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente</i>	29
Tabla 6 <i>Coefficiente de perfil de Suelo S</i>	31
Tabla 7 <i>Factor de modificación de Respuesta R_w</i>	34
Tabla 8 <i>Dimensiones de los Tanques</i>	68
Tabla 9 <i>Resultantes de Empuje de Tierras caso 4, 5 y 6</i>	69
Tabla 10 <i>Resultantes de Empuje de Tierras caso 7,8 y 9</i>	70
Tabla 11 <i>Resultante de la Fuerza y Presión Hidrostática casos 1 al 3</i>	73
Tabla 12 <i>Resultante de la Fuerza y Presión Hidrostática casos 4 al 6</i>	74
Tabla 13 <i>Resultante de la Fuerza y Presión hidrostática casos Caso 7 al 9</i>	75
Tabla 14 <i>Factores de calculo para el Espectro de Carga Sísmica</i>	84
Tabla 15 <i>Determinación del Espectro, Tanque Enterrado</i>	85
Tabla 16 <i>Determinación del Espectro, Tanque Superficial</i>	86
Tabla 17 <i>Presión Hidrostática</i>	90
Tabla 18 <i>Resumen del Empuje del Diagrama de Presiones</i>	95
Tabla 19 <i>Parámetros Admisibles para el Diseño de Tanques de Ferrocemento</i> . 111	
Tabla 20 <i>Resultados del Tanque 1</i>	112
Tabla 21 <i>Resultados de la modelación del Tanque 2</i>	114
Tabla 22 <i>Resultados de la modelación Tanque 3</i>	117

Tabla 23 <i>Resultados de la modelación Tanque 4</i>	119
Tabla 24 <i>Resultados de la modelación Tanque 5</i>	122
Tabla 25 <i>Resultados de la modelación Tanque 6</i>	124
Tabla 26 <i>Resultados de la modelación Tanque 7</i>	127
Tabla 27 <i>Resultados de la modelación Tanque 8</i>	129
Tabla 28 <i>Resultados de la modelación Tanque 9</i>	132

Capítulo I.- Introducción

La tecnología del Ferrocemento se comenzó a utilizar en el siglo XIX y actualmente es considerada como un Sistema Estructural, siendo una variedad del hormigón armado constituido en láminas de pequeño espesor conformadas por mortero de cemento y reforzado por mallas de acero de diámetros pequeños con espaciamentos mínimos, brindando una seguridad estructural. Comparado con otros métodos, los costos son más económicos (Maldonado, 2005).

Entre los principales usos del Ferrocemento como Sistema Estructural se encuentran los tanques de almacenamiento de agua potable o sistemas de tratamiento de aguas residuales. Dado que la utilización de este material está en auge, vemos necesario realizar un estudio de investigación que consiste en el **“Análisis Tenso-Deformacional de Tanques de Reserva con tecnología de Ferrocemento”**, con el cual obtendremos resultados esfuerzo-deformación que permitirá realizar nuevos y variados diseños estructurales de los tanques de reserva bajo las solicitaciones de carga dados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y la norma del American Concrete Institute (ACI) para el diseño, construcción y reparación de estructuras de Ferrocemento (ACI Comité 549, 1993).

Para el estudio del comportamiento Tenso-Deformacional de la estructura analizada, se pretende modelar el tanque de Ferrocemento en un Software de Análisis Estructural SAF 2000, basado en el método de elementos finitos aplicando elementos tipo Shell para definir la estructura del tanque, variando las dimensiones de: altura, radio y espesor del tanque, el mismo que será analizado bajo: carga muerta, empuje de tierra, empuje hidrostático y sismo.

1.1 Antecedentes

Según Masó et al. (2005), nos relatan que en el tercer milenio A.C. se comenzó a utilizar los conocidos limos, yesos y mortero de cemento natural para unir bloques de piedra o rocas. A finales del siglo XIX se comienza a utilizar el Ferrocemento. El francés Joseph Monier en 1847, para la fabricación de maseteros, incorpora mallas de acero al mortero de hormigón; por otro lado Josep Louis Lambot, en la Exposición Universal de 1855 en Paris, muestra por primera vez una embarcación elaborada a base de mortero reforzado con varillas de acero y alambre como es el bote de remos conservado en el Museo de Brignoles, el mismo que tiene 3,66 m de eslora y 1,22 de manga entre 2,5 y 3,8 cm de espesor (web náutica, 2021) *Figura 1*. Este material fue registrado en 1852 llamándolo *fercimen*.

Figura 1

Embarcación de Josep Louis Lambot. 1857



Fuente: web náutica (2021)

La técnica del Ferrocemento fue utilizada en un período que comprende el final del siglo XIX e inicios del siglo XX para la construcción de embarcaciones debido a la escasez del acero; a pesar de las características de este material, no se comienza a utilizarse en la construcción de embarcaciones a gran escala hasta 1960, siendo China el primer país en implementarlo (fig. 2) (web náutica, 2021).

Figura 2

Barco Mercante durante la Primera Guerra Mundial



Fuente: web náutica (2021)

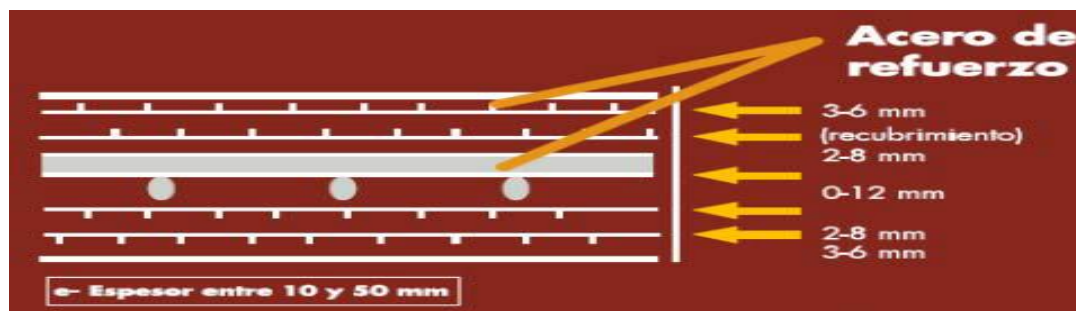
A mediados del siglo XX, en Latinoamérica, es Cuba quien desarrolla el uso del Ferrocemento en la construcción naval, esto motivado al bloqueo estadounidense que produjo la escasez de madera en la construcción. En Nueva Zelanda, Australia, Canadá y el Reino Unido, en la década del 70, también implementaron este material para la construcción de embarcaciones de recreo (Quintana, 2021).

En Cuba, el mayor exponente de la tecnología del Ferrocemento es el Dr. Hugo R. Wainshtok, catedrático de la Universidad Tecnológica de la Habana (CUJAE), en su libro **“Ferrocemento: diseño y construcción”**, explica que el hormigón armado, desde hace más de tres décadas se destaca por la tendencia de su uso, con el cual ha mejorado sus indicadores técnico-económicos dentro de los elementos estructurales de menor peso propio, menor gasto material, con gran facilidad de fabricación industrial que brinda mayor durabilidad y seguridad. Wainshtok (1992) nos expone, que la práctica de la construcción con Ferrocemento conllevó a dar solución a estas metas, permitiendo la construcción de elementos o estructuras delgadas, construidas con este particular hormigón armado que está compuesto por mortero de arena, cemento y agua, reforzado con una armadura formada por mallas de alambre de forma hexagonal o cuadradas, generalmente distribuidas a ambos

lados de un núcleo de refuerzo de barras de acero que no superan los 6mm (Fig. 3). Esta forma de refuerzo con el uso de barras de acero o no, aportan ventajas constructivas y mejoras en las propiedades del Ferrocemento.

Figura 3

Esquema de refuerzos en ferrocemento



Fuente: Wainshtok (1992)

En el artículo “El uso del Ferrocemento en la Construcción Civil, Experiencia Cubana” de Wainshtok (2014) publicado en la revista *Arquitectura y Urbanismo*, muestra la aplicación del Ferrocemento en las obras de construcción en Cuba, reafirmando el Ferrocemento como una alternativa importante, apropiada y sostenible a tener en cuenta en los países en desarrollo. Señala que esta experiencia permitió que la Sociedad Internacional del Ferrocemento les otorgara la realización de dos simposios, bajo el título “El Ferro” realizados el 4 en octubre de 1991 y el 10 de octubre de 2012, donde se expusieron los diversos trabajos realizados en Cuba empleando este material en construcciones de monumentos, piscinas, viviendas, embarcaciones, etc.

Actualmente en el Ecuador la construcción de tanques de reserva está en aumento y son construidos con el sistema tradicional que es de hormigón armado, los mismos que conlleva un alto costo debido al volumen de hormigón que necesitan para la obra; sin embargo, a nivel mundial podemos encontrar varios ejemplos de uso del Ferrocemento para el desarrollo de estructuras de almacenamiento de sustancias líquidas.

El artículo: Informe en Ferrocemento de las normas ACI, incluye el diseño de tanques como el que compete a esta investigación (ACI Comité 549, 2018).

1.2 Justificación

En vista de que la tecnología del Ferrocemento se encuentra en auge, lleva más de un siglo utilizándose y pese a ello, no se cuentan con estudios donde se detalle el comportamiento de estas estructuras frente a la carga muerta, empuje de tierra, empuje hidrostático y sismo; hemos visto conveniente realizar un trabajo investigativo de Tenso Deformacional en nueve tanques de almacenamiento de líquidos. Como premisas de la investigación se planteará implementando el uso de un mortero de cemento, mallas de alambre de pequeño diámetro distribuidas en las paredes del reservorio, los cuales combinados formarán una estructura rígida.

La investigación se desarrollará en función del análisis y estudio del comportamiento de diversas dimensiones de tanques de Ferrocemento, los cuales se diferenciarán en altura, diámetro, espesor, altura del agua, en tanques enterrados y superficiales a partir de las normativas del ACI y modelación en el software SAP 2000, analizando la dinámica de estas estructuras bajo la acción de la carga muerta, presiones hidrostáticas, empuje de suelo y carga de sismo.

Con la presente investigación se espera aportar con conocimientos y estudios para futuros trabajos o simplemente como base complementaria del conocimiento para estudiantes o ingenieros que trabajen este tema ya sea en la teoría o en la práctica a la hora de modelar y construir un tanque o depósito afín con este tipo de estructura y material, toda vez que no es común encontrar en la bibliografía un ejemplo detallado del análisis y métodos de diseño dentro de este campo de estudio.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Realizar el análisis de la tenso- deformación de tanques de reserva proyectados con Ferrocemento.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Investigar el comportamiento de los tanques de reserva de ferrocemento.
- Investigar normas de construcción con tecnología de ferrocemento aplicada a tanques de reserva.
- Realizar la caracterización y análisis de cargas que actúan sobre los tanques de reserva.
- Construir el modelo de elementos finitos que refleje la situación de tanques de pared delgada.
- Realizar un análisis del comportamiento de diferentes tipos de tanques según su geometría y cargas aplicadas.

Capítulo 2 - Marco Teórico

De acuerdo con el tema de “Análisis Tenso-Deformacional de Tanques de Reserva Proyectados con Ferrocemento” se encontraron varios artículos referentes al tema:

Según el American Concrete Institute Comité 549 (2018) en su “Guía para el Diseño, Construcción y Reparación del Ferrocemento” basada en sus congregados de informes técnicos sobre la práctica, desarrollo y adelantos en el campo del Ferrocemento alrededor del mundo, se proponen definiciones, procedimientos, métodos, selección de los materiales, normas y criterios para promover el uso del Ferrocemento en la construcción de estructuras, proporcionando a ingenieros y arquitectos, las herramientas necesarias para su aplicación. En el ACI Comité 549 (2018) se indican las pautas para el cálculo de las propiedades físico-mecánicas del Ferrocemento, razonamientos que actúan, criterios de diseño, métodos de pruebas a emplear, fracción volumétrica del refuerzo, análisis de la fuerza a flexión de la sección de Ferrocemento y una ayuda de diseño simplificada. Todo esto, contribuye al estudio del comportamiento de este tipo de material, mediante ecuaciones y a través de las variables implicadas en estos temas.

Según el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, (CEPIS, 2003) en su artículo referente a las estructuras de Ferrocemento, se fijan las bases para este tipo de construcción. Así mismo, el estudio expone los requerimientos que deben conservar las materias primas constituyentes de la mezcla, puesto que, el espesor del mortero con que se recubre el tanque, está en dependencia de la cantidad de acero de armadura utilizada.

Mattey *et al.* (2015) realizaron una investigación enfocada en las propiedades mecánicas del Ferrocemento. En dicho estudio, los autores evaluaron las características que

presentan los paneles de Ferrocemento contruidos a partir de la incorporación de agregados de reciclaje, entre ellos se encontraban desechos o escombros de construcciones previas. El trabajo reflejó un aporte valioso en cuanto a materia ambiental, lo cual se encuentra en concordancia con las propuestas avaladas por la ONU en pro del medio ambiente.

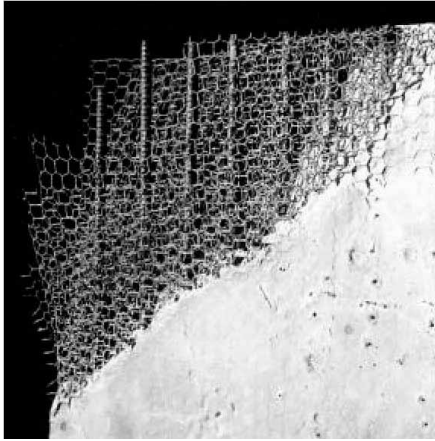
2.1 Tecnología del Ferrocemento

El ACI Comité 549 (1997) establece que el Ferrocemento está formado por concreto armado y una fina pared donde el cemento hidráulico se compacta con capas de mallas de diámetro continuo y pequeño. Es una variante del hormigón reforzado que difiere entre otras cosas, en la forma y distribución del refuerzo, reside en la conformación con múltiples mallas recubiertas con mortero.

El Ferrocemento, se encuentra conformado por lo general con mallas de acero, sin embargo, gran cantidad de las propiedades del compuesto se obtiene sin la utilización de estas. En este sentido, es posible que dichas características se alcancen con otro tipo de armaduras que no necesariamente incluyen materiales ferrosos, sino que, pueden ser de fibra de vidrio, propínelos, fibras de carbón y fibras naturales o vegetales (Ver Figura 4 y 5 Sección Típica sección de Ferrocemento y Tipo de refuerzo respectivamente) (ACI Comité 549, 1997).

Figura 4

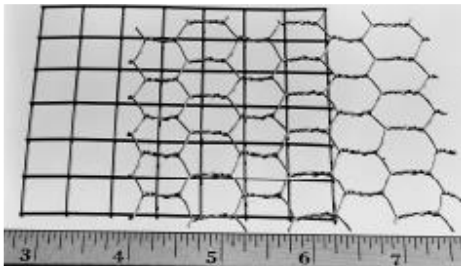
Sección Típica sección de ferrocemento (ACI).



Fuente: ACI Comité 549 (1997)

Figura 5

Tipo de refuerzo en ferrocemento.



Fuente: ACI Comité 549 (1997)

2.1.1 Ventajas del Ferrocemento

Según Saavedra (2002) el Ferrocemento ofrece las siguientes ventajas técnicas:

- Los elementos conformados en módulos con este material son fáciles y livianos de transportar. Adicional, faculta la implementación de métodos heterogéneos donde el ferrocemento se consigue combinar con otras materias primas.
- Con la agrupación de paneles de muros y tabiques, es posible ajustar la arquitectura dentro del elemento estructural.

- Se obtiene diferentes tipos de terminaciones para interiores o exterior.
- Cumple con las normas y estándares tanto a nivel nacional como internacional.
- Es posible realizar la prefabricación e industrialización del ferrocemento.
- No requiere mantenimiento, solo es necesario la aplicación de pinturas.
- Los mantenimientos para implementar son de bajo costo y no requiere obreros calificados.
- El material presenta un buen comportamiento ante el agrietamiento, lo que garantiza una buena permeabilidad y resistencia a la corrosión.
- Es posible utilizar elementos estructurales tensados posibilitando la disminución de la sección transversal.
- El ferrocemento también ofrece protección contra agentes externos como temperatura y ruido en exceso.
- Permite la creación elementos curvos o arcos, como se muestra en la figura 6 (Wainshtok, 1992).

Figura 6

La Ópera de Sydney, un ejemplo de aplicación del ferrocemento.



Fuente: Wainshtok (1992).

2.2 Componentes del Ferrocemento y su mezcla.

En el estudio del Ferrocemento como elemento de construcción, se analizan los componentes de la estructura. Entre dichas unidades, se cita al armazón e Acero, al cemento Portland, el agregado, agua y el aditivo (Hernández & Ramirez, 2013).

En cuanto a la creación de tanques con Ferrocemento y de acuerdo con Guevara (2014) es necesario revisar la proporción entre agua/cemento y arena/cemento. Posterior a que el primer paso esté en orden, se revisa la granulometría, forma y resistencia. Es así que, la importancia de la relación A/C radica en la consistencia y porosidad de la mezcla, dado que, a menor proporción de poros mayor es la resistencia del mortero.

2.2.1 *Agregado fino*

Según la norma ACI en el Comité 549 (1993), el agregado fino de peso normal (arena) es el más utilizado en el mortero de Ferrocemento. Por ello, el mismo se considera que se encuentre como un material inerte, sin limos, arcillas, materia orgánica, ni ninguna clase de sustancia nociva. Además, el árido debe ser duro y fuerte, teniendo en cuenta que, los agregados de sílice afilados alcanzan los mejores resultados en cuanto a la dureza final del material.

La categorización de la arena debe estar en concordancia con los valores de la Tabla 1. De igual forma, por restricciones de construcción, el tamaño máximo de partículas, de la malla y la distancia entre capas deben ser aspectos controlados. Es así que, como máximo un tamaño del árido. ° 16 (1,18 mm) es apropiado para la mayoría de aplicaciones. Asimismo, es deseable una categorización uniforme, con el fin de alcanzar una alta densidad de mezcla viable de mortero.

Tabla 1

Pautas para la clasificación de arena

Tamiz cuadrado estándar	Porcentaje pasando por peso
No. 8 (2.36 mm)	80-100
No. 16 (1.18 mm)	50-85
No. 30 (0.60 mm)	25-60
No. 50 (0.30 mm)	10-30
No. 100 (0.15 mm)	2-10

Fuente. (ACI Comité 549, 1993).

Los áridos finos ligeros que pueden ser empleados para Ferrocemento, son: la ceniza volcánica, la escoria de horno, los finos de lutita expandida, la perlita, la vermiculita, la piedra pómez y los plásticos inertes resistentes a los álcalis. El uso de áridos ligeros, en lugar de áridos de peso normal, conduce a una reducción de la resistencia del mortero, por lo que, en el diseño de la estructura pueden ser necesarios ciertos ajustes.

2.2.2 Agua.

El agua debe estar fresca y limpia, es así que, en ningún caso se utilizará con altos grados de salobridad. Debe estar relativamente libre de materia orgánica, limo, aceite, azúcar, cloruro y ácido. Debe tener un $\text{PH} \geq 7$ para minimizar el pH de la lechada de mortero y puede usarse agua potable (CEPIS, 2003).

2.2.3 Cemento Portland.

El cemento que se utilizará normalmente es Portland ordinario. Dicho elemento, es un material aglomerante que permite la adherencia de minerales en un amasado, el cual, es ampliamente utilizado tanto en entornos acuáticos como en el aire. Las estructuras están determinadas por las condiciones medioambientales óptimas, así como por las propiedades del mortero cuando se encuentra solidificado. Es así que, la resistencia a compresión, a

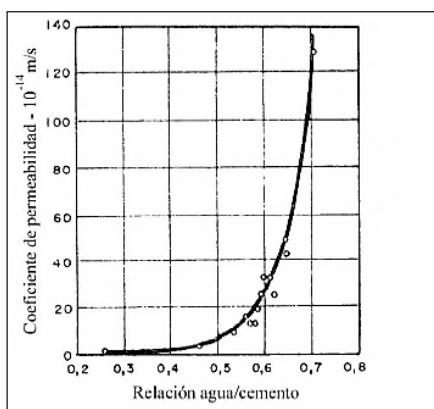
agentes químicos, la impermeabilidad y la dureza, son las propiedades que van a definir el comportamiento del Ferrocemento (Carvallo & Carvallo, 2019).

Los cementos tipo I y II son los más utilizados en la fabricación del Ferrocemento. En ese sentido, es necesario indicar que, en ciertas ocasiones y como medida contra los ataques de sulfato, se emplea una mezcla de Portland ordinario junto con un cemento resistente a los sulfatos. A esto, se añade el cuidado que se debe prestar con la compatibilidad, cuando se empleen cementos con agregados en polvo (Hernández, 2017).

De acuerdo con lo previamente mencionado, otra de las características del cemento Portland es la porosidad, aspecto del mortero que influye en el Ferrocemento. Este aspecto es primordial puesto que, interviene en la resistencia del elemento, dado que, se encuentra en dependencia de la relación agua/cemento y de la granulometría, forma y dureza de los agregados. Por lo que, a menor porosidad mayor será la resistencia, siendo esta una propiedad en hormigones de alta o baja resistencia. A su vez también influye en las propiedades de permeabilidad, aunque en la actualidad se emplean aditivos que garantizan la completa impermeabilidad de los tanques (Chuquisala, 2016).

Figura 7

Relación de Agua/Cemento vs Permeabilidad.



Fuente: Caguas (2016)

El uso de algunos tipos de cementos como el portland aporta una resistencia a la tracción, esto se debe a que la acción entre el mortero constituido con él y el refuerzo es más acentuada en el Ferrocemento que en el hormigón armado común. Asimismo, el espesor está estrechamente relacionado con la resistencia a la retracción (Fig. 7). Por consiguiente, existen otras propiedades que han sido estudiadas, tales como, la resistencia a impactos, fatigas, corrosión, resistencia a cargas cortantes, multiaxiales de carga y al fuego (Rouco, 2017).

2.3 Propiedades mecánicas del Ferrocemento

El Ferrocemento está constituido por una gran elasticidad y resistencia al agrietamiento. Gracias a esto, se lo considera como compuesto uniforme y flexible para diferentes tipos de carga (Wainshtok Rivas, 2014).

2.3.1 *Propiedades del Ferrocemento en Estado Fresco*

Según la norma ACI (2018) las propiedades del Ferrocemento encontradas en su estado fresco son: manejabilidad, retención del agua y la velocidad de endurecimiento.

- Manejabilidad: Gracias a esta propiedad el ferrocemento no pierde su

estado homogéneo a pesar de sufrir cambios abruptos como, por ejemplo, el transportarse. Para que sea manejable es necesario que la proporcionalidad de cada uno de los materiales que lo constituyen sea exacta; de esa manera también se podrá constatar su consistencia y fluidez.

- Retención de agua: Propiedad del mortero de conservar su estado plástico al tener contacto con superficies absorbentes.
- Velocidad de endurecimiento: Corresponde al lapso temporal entre el fraguado inicial y final. Este intervalo debe ser consecuente para poder utilizar el mortero en su estado fresco, teniendo en cuenta que, en el comienzo del proceso de endurecido, es donde el material comienza a ganar en resistencia.

2.3.2 Propiedades En Estado Endurecido

- Retracción: La merma del agua de la mezcla provoca una disminución en el volumen del mortero, lo que se denomina retracción. En ese sentido, el índice de evaporación depende de las condiciones climáticas, puesto que, en climas muy cálidos y fuertes vientos, la tasa de vaporación se presenta elevada (Flores & Machado, 2014).
- Contracción y flujo bajo carga: En este caso el ferrocemento depende del tipo de acero a utilizar como refuerzo. En estructuras reforzadas con mallas de alambre galvanizado se presenta menor estado de fluencia que en elementos reforzadas con alambre sin galvanizar (Chuquisala, 2016).
- Adherencia: Cuando se habla de adherencia se hace alusión a la

capacidad que tiene el mortero para absorber esfuerzos. Además, esta propiedad ayuda al proceso de resistencia que la estructura adopta (Flores y Machado, 2014).

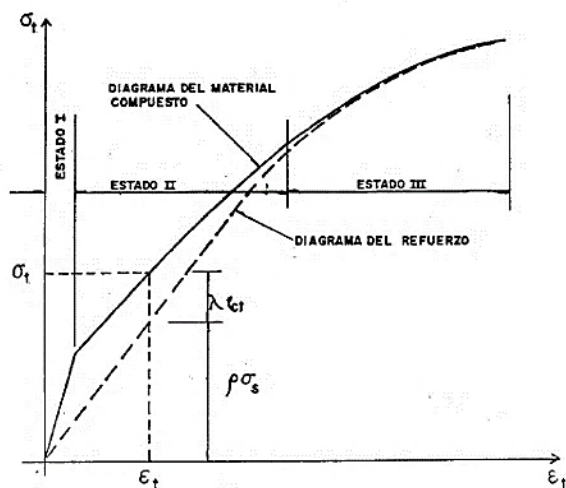
- **Resistencia:** En los elementos constituidos por ferrocemento se precisa que presentan un buen comportamiento a compresión, cortante y tracción. El mortero es el principal elemento que responde a estos esfuerzos ya que depende linealmente del diámetro y la selección de los áridos, el contenido de cemento y la relación gravimétrica entre ellos. Al aumentar la proporción de cemento en la mezcla se presenta una mayor resistencia e impermeabilidad (Pama & Paul, 1992).
- **Durabilidad:** El ferrocemento se caracteriza por tener largos períodos de funcionabilidad, claro esto depende de las condiciones en las que fue construido. En otras palabras, dura grandes lapsos de tiempo, sin embargo, su vida útil está determinada por el grado de mantenimiento que se le dé, y factores externos como clima, eflorescencias, corrosión, ataques químicos, entre otros (Jaramillo & Jaramillo, 2010).
- **Corrosión:** Esta circunstancia se puede suscitar en el cemento y agregado adicional. Es provocada por la incidencia de sulfatos, reacción álcalis y celda galvánica, transformaciones en el entorno, la ineficiencia de la mezcla en términos de permeabilidad, estructura química del agua con que se preparo el mortero y de los aditivos (Jaramillo Carvallo, 2015).

2.4 Comportamiento a Tracción.

Como producto del alto contenido de acero y la distribución del mismo según Wainshtok Rivas (2014), el Ferrocemento posee una mayor resistencia a la tracción que el hormigón armado. Es así que, presenta tres estados en el diagrama de tenso-deformación. Cuando partes del material son sometidos a esfuerzos de tracción (indicándose con línea discontinua la tenso-deformación del refuerzo y con línea continua el correspondiente al material compuesto (Fig. 8)), por lo general la resistencia a la tracción en estos elementos es 1/10 de la resistencia a compresión.

Figura 8

Diagrama tenso-deformacional del ferrocemento.



Fuente: Wainshtok (1992).

En el estado elástico, se muestra la parábola de tenso-deformación de un material impermeable, donde no se observan grietas, dado que, la parábola es prácticamente lineal. En relación del volumen y prototipo del refuerzo del diagrama, estará dado el final de la primera etapa o estado y el comienzo de la segunda, determinada por una deflexión acentuada. En el estado elasto-plástico la deformación se encuentra delimitada desde que se produce la grieta primaria de 20 micrones hasta que alcanza una hendidura de 100

micrones. Es así que, la curva de tenso-deformación deja de ser lineal y desde la primera grieta se comienzan a presentar un número creciente de estas, incrementando lentamente sus resquicios hasta que se mantiene constante. (Santibañes, 2004).

En el estado de fallo ya aparecen el mayor número de grietas, puesto que, el fallo del elemento por la ruptura del acero está precedido por el aumento de las deformaciones causadas en su mayoría, por el crecimiento de las aberturas de las grietas.

2.5 Módulo de elasticidad del Ferrocemento

Teóricamente el módulo de elasticidad del Ferrocemento puede obtenerse de la ley de los materiales compuestos (Wainshtok Rivas, 2014):

$$E_{ft} = E_b V_b + E_a V_a + E_A V_A \text{ (Wainshtok Rivas, 2014)(1)}$$

Donde los módulos son los siguientes,

E_{ft} de elasticidad del Ferrocemento en tracción.

E_b de elasticidad del mortero.

E_a de elasticidad del acero en mallas.

E_A de elasticidad del acero en barras.

V_b es la fracción de volumen de mortero.

V_a es la fracción de volumen del acero en mallas.

V_A es la fracción de volumen del acero en barras.

Señala entonces Wainshtok (1992) que de la Ley de los materiales compuestos se puede obtener el módulo de elasticidad, se puede decir que al aplicar la formulación anterior el valor del módulo de elasticidad se determinara en función de $f'c$ y la fracción de las mallas de acero que se consideraran en la estructura, el valor del módulo de elasticidad debe ser de **26 000Mpa** para el estudio.

2.6 Comportamiento del Ferrocemento frente al Agrietamiento

Según Wainshtok (1992) el indicador fundamental de las estructuras de hormigón y hormigón armado en cuanto a solidez y seguridad de la estructura, está dado en correspondencia con el comportamiento del agrietamiento. A través del comienzo y diseminación de la ocurrencia de pequeñas grietas, que se extienden y conectan hasta que toda la estructura esta quebrantada es que sucede el mecanismo básico de fallo del mortero y el hormigón. Es allí, donde las tensiones uniformes de la tracción sobrepasan la resistencia del mortero, lo que, da lugar a las primeras grietas, ocurriendo en esta sección agrietada un desplazamiento entre el refuerzo y el mortero.

- Resistencia a la primera grieta

Posteriormente de disímiles estudios empíricos y prácticos se ha determinado que la tensión que se exhibe al constituirse la primera grieta depende de la superficie específica del refuerzo (Pama & Paul, 1992), para lo que se define la expresión:

$$\sigma_{cr} = 24.52S_1 + 0.39\sqrt{f'_c} \quad (\text{Pama \& Paul, 1992})$$

Donde:

σ_{cr} : Tensión del compuesto en la primera grieta.

S_1 : Superficie específica del refuerzo en dirección de la carga

f'_c : Resistencia a compresión del mortero.

- Mecanismo de formación de grietas

Si la tensión uniforme a tracción en una sección de la estructura es superior a la resistencia del mortero, surgen las grietas, provocándose un corrimiento entre el mortero y el refuerzo. El área agrietada no aporta tensiones, entonces la carga aplicada pasa a ser

recibida por el refuerzo de la estructura y el mortero distribuye las tensiones entre las grietas. La próxima grieta surge, al aumentar la tensión uniforme excediendo de manera progresiva la capacidad portante del mortero.

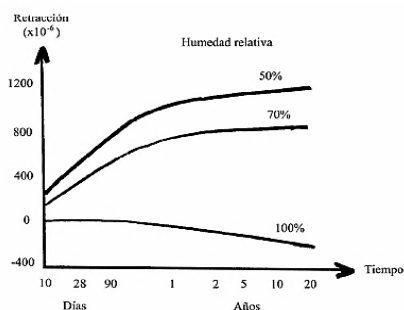
La expansión de las grietas se detendrá cuando su espaciamiento sea insuficiente para admitir la transferencia de mayores tensiones y no se supere la resistencia a tracción. Entonces este fenómeno se traduce a un incremento del ancho de las hendiduras proporcional al comportamiento del refuerzo ante la tensión a tracción.

2.7 Comportamiento a Compresión.

Una estructura hecha de Ferrocemento debe ser resistente a la compresión. La misma está determinada por el mortero; en dependencia del tamaño de los agregados, la cantidad de cemento y las compensaciones entre estos morteros hechos con el mismo agregado. Además, la utilización de una mayor cantidad de cemento, en la relación volumétrica, genera una gran resistencia e impermeabilidad. Es muy importante el correcto empleo de las dosificaciones en su construcción y el óptimo curado de las superficies, para lograr la humedad perfecta, que aporte mayor resistencia a la retracción como se considera en la Figura 9.

Figura 9

Relación entre retracción y humedad. Efecto del curado.



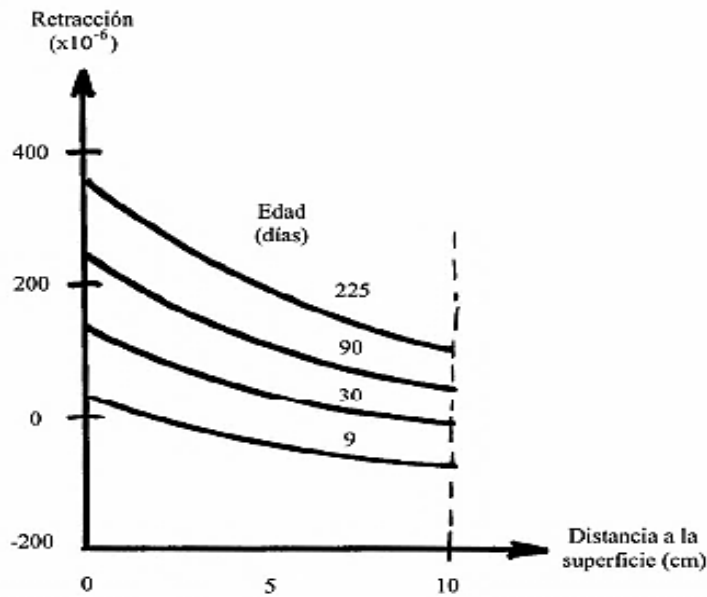
Fuente: Masó et al. (2005)

El volumen del Ferrocemento está compuesto con un 95% del mortero y este tiene gran repercusión en el resultado final de las propiedades del Ferrocemento. Las características físicas de los áridos y su granulometría, cemento, prototipo de malla, la relación agua/cemento, y los entornos utilizados para el curado, representan las principales características a valorar a la hora de la ejecución o construcción del Ferrocemento, ya que de ellos depende las propiedades finales que tendrá el mismo.

Los valores máximos para la compresión del mortero implementado en la elaboración del ferrocemento varían entre **12 Mpa** y **14 Mpa**, o un límite de **0.45** de la resistencia del mortero ($f'c$), la norma ACI 350.06 establece un límite más conservador de **0.42** para los depósitos contenedores de agua de hormigón. Donde el $f'c$ no debe ser menor a **32MPa (326,30 Kg/cm²)**, para condiciones de baja humedad, con una relación agua/cemento de 0,5 y arena de granos angulosos se puede llegar a los **25MPa (254.93. Kg/cm²)**.

Figura 10

Efecto del espesor en la retracción.

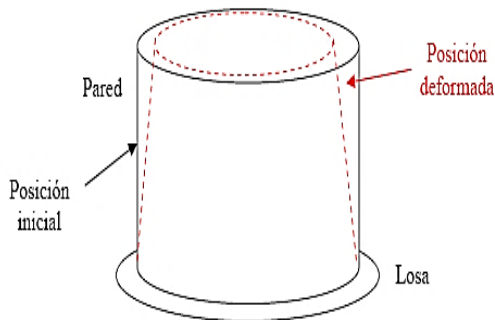


Fuente: Masó *et al.* (2005).

Diversos estudios han demostrado que la resistencia disminuye o aumenta de acuerdo con la relación del volumen de agregados con respecto al volumen total. Para lograr una resistencia óptima, se recomienda utilizar de un 40% a un 80% de áridos en la constitución del volumen total del material. En las figuras 10 y 11 se detalla la relación entre el espesor y la humedad en el resultado final del mortero de Ferrocemento (Masó *et al.*, 2005).

Figura 11

Relación entre retracción y humedad. Efecto del curado.



Fuente: Masó *et al.* (2005).

2.8 Comportamiento a Flexión.

Al igual que para la tracción, el Ferrocemento a flexión se comporta hasta la aparición de la primera fisura como un material elástico. En ese momento, se suscita un desnivel en la dureza en el elemento, claramente visible en la deflexión del diagrama carga-flecha (Fig. 12). Es así que, se puede apreciar tres comportamientos bien definidos, elástico, elasto-plástico, y plástico, característicos de la curva carga-desplazamiento de un elemento suave a flexión simple, mostrando una forma caracterizada por tres líneas. En la zona elasto-plástica, es donde el diagrama se acerca más a una línea recta, la cual se caracteriza por la ocurrencia del aumento del número de fisuras acompañado de crecimiento o expansión de las aberturas. El comportamiento del material en la etapa final o de fallo, es claramente no lineal, incrementando el ancho de las grietas y aumentando vertiginosamente un aumento de las flechas, hasta que acontece el fallo. De la superficie específica, de la malla, su distribución y del aspecto o no de acero de armazón, estará dada la resistencia a la flexión del Ferrocemento. De acuerdo con ACI Comité 549 (2018), el rango para estos valores está entre 7 Mpa y 30 Mpa de acuerdo con el tipo de malla de refuerzo empleado.

Figura 12

Diagrama carga-flecha.

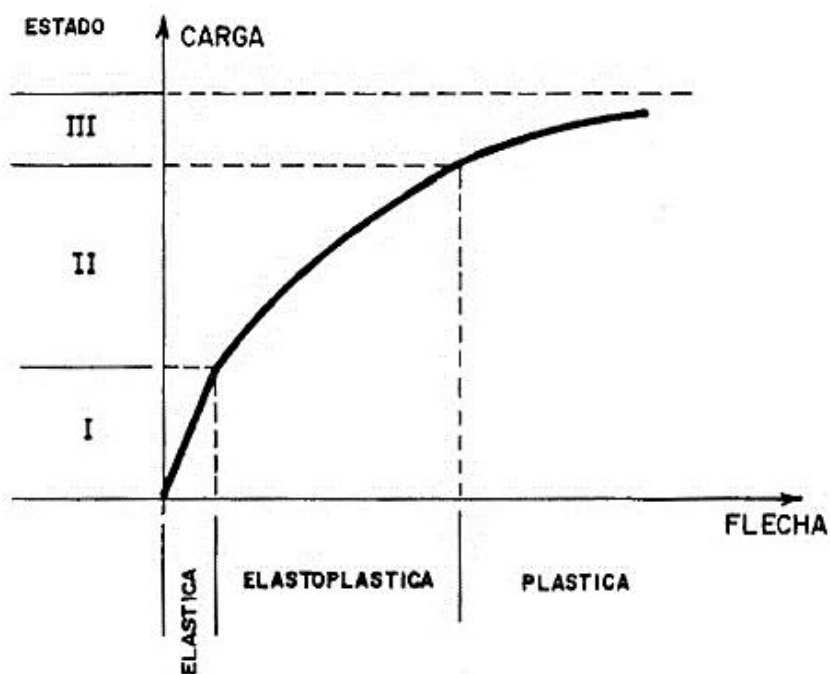


FIGURA 3.5. Diagrama carga-flecha típico.

Fuente: Wainshtok (1992)

2.9 Comportamiento sísmico.

Para la evaluación del comportamiento sísmico de los modelos de Tanque de Ferrocemento a analizar, se tomarán como base los estudios realizados por Housner [II] y la metodología para el diseño de tanques bajo la acción de las cargas sísmicas establecidas en la normativa de Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos (ACI 350.3-01) y comentarios (350.3R-01).

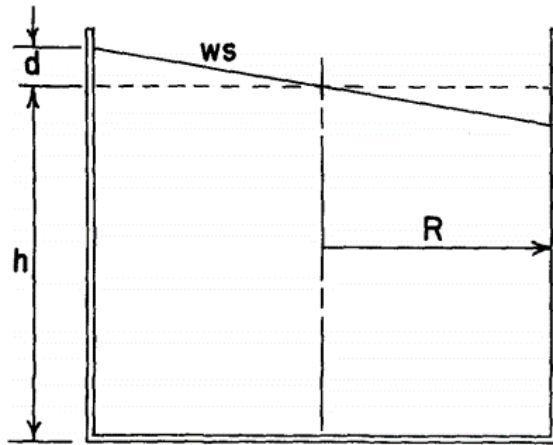
La normativa previamente indicada, estudia las cargas estáticas y dinámicas, logrando obtener las componentes de presión a los que se someten los tanques cuando son afectados por un evento sísmico.

2.9.1 Bases Teóricas del Método Housner.

Producto a los daños provocados en los reservorios elevados por el sismo de 1960 en Chile, el Ingeniero Civil George W. Housner plasma un análisis experimental donde se caracteriza el comportamiento dinámico en los tanques en función del movimiento del agua en relación con el tanque y el movimiento del tanque con relación al suelo. Pudiéndose determinar que la respuesta depende de la superficie libre que se tiene en el tanque, determinándose que: si un estanque está colmado de agua o vacío, se comportará como una estructura de una sola masa; pero si, si se halla parcialmente lleno, la estructura poseerá dos masas tal como observa en las siguientes figuras:

Figura 13

Modelo de la oscilación del agua en un reservorio.



WS = Superficie de la oscilación del agua.

d = Altura máxima de oleaje

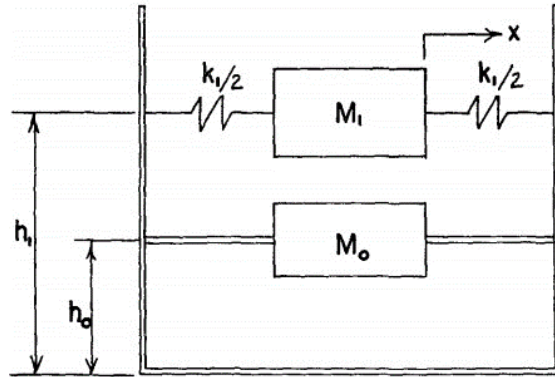
R = Radio del reservorio

h = Altura del agua

Fuentes: (ACI Comité 350, 2006).

Figura 14

Representación gráfica del modelo simplificado de Housner.



k = Rigidez convectiva
 M_1 = Masa convectiva
 M_0 = Masa impulsiva
 h_1 = Altura convectiva
 h_0 = Altura impulsiva

Fuentes: (ACI Comité 350, 2006)

Donde:

- M_0 representa a la masa impulsiva
- M_1 a la masa convectiva.

El primero, M_0 , es la fracción del agua que participa en el movimiento del tanque, el cual ejerce una fuerza reactiva que acompaña a movimiento del reservorio; mientras que la segunda masa, M_1 , representa al oleaje producido por la excitación dinámica aplicada al reservorio, traducida en una masa unida por medio de resortes a las paredes del tanque.

El sistema equivalente está especificado por las siguientes cantidades, para Tanque de Radio R y profundidad de agua h :

$$M_0 = M \frac{\tanh 1.7 r/h}{1.7R/h} \quad (\text{Ascarza, Enzo, Pérez, \& A. Vladimir, 2017})(3)$$

$$M_1 = 0.6M \frac{\tanh 1.8 r/h}{1.8/R} \quad (\text{Ascarza, Enzo, Pérez, \& A. Vladimir, 2017})(4)$$

$$M_1 = 0.6M \frac{\tanh 1.8 r/h}{1.8/R} \quad (\text{Ascarza, Enzo, Pérez, \& A. Vladimir, 2017})(5)$$

$$K_1 = 5.4 \frac{M_1^2 gh}{M R^2} \quad (\text{Ascarza, Enzo, Pérez, \& A. Vladimir, 2017})(6)$$

$$h_o = \frac{3}{8}h \left\{ 1 + a \left[\frac{M}{M_1} \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (\text{Ascarza, Enzo, Pérez, \& A. Vladimir, 2017})(7)$$

$$h_1 = h \left[1 - 0.185 \left(\frac{M}{M_1} \right) \left(\frac{R}{h} \right)^2 \right] 5.4 \frac{M_1^2 gh}{M R^2} \quad (\text{Ascarza, Enzo, Pérez, \& A. Vladimir, 2017})(8)$$

2017)(8)

Dónde:

- M : Masa del líquido del tanque
- M₀ : Masa impulsiva
- M₁ : Masa convectiva
- K₁ : Rigidez del resorte conectado a la M₁
- H_i : Altura de la resultante de las presiones dinámicas impulsivas
- h : Altura del agua en reposo

2.9.2 Datos sísmicos del sitio y de la estructura

Para la determinación de los parámetros sísmicos en función del sitio y la estructura se analizarán los siguientes aspectos.

Z = Factor de zona sísmica, de tabla 4 (a).

S = Coeficiente del perfil del sitio, representa las características del suelo referidas a la estructura, Tabla 4 (b).

I = Factor de importancia, de Tabla 4©.

R_{wi}, R_{wc} = R_w = Factor de modificación de respuesta; coeficiente numérico que representa el efecto combinado de la ductilidad de la estructura, capacidad de disipación de energía y redundancia estructural (**R_{wc}**) para la componente convectiva de la aceleración del líquido; **R_{wi}** para la componente impulsiva), de la Tabla 4(d)

2.9.2.1 Factor de zona sísmica

En la tabla 3 de (ACI 350.3-06) (2006) se dilucidan los valores del factor sísmico de la zona sísmica (zona Z). Esto está determinado de acuerdo con un mapa sísmico, en el cual se detallan las principales zonas sísmicas con sus respectivas subzonas (2^a y 2B). El

mismo, muestra detalles deficientes en este rubro y constan en la versión (ACI Comité 350, 2006). Este factor, representa al repunte de la aceleración, efectiva máxima, que va en función a la dinámica del terreno con un 90 % de probabilidad de no ser excedida en un periodo de 50 años.

En vista, que para el presente estudio se tomara como zona de evaluación la provincia del Azuay, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2014. Se determinarán los Factores Z, S, I más desfavorables para nuestro caso estudio.

Tabla 2

Factor de Zona sísmica Z

Zona sísmica	Factor Z
1	0.075
2^a	0.15
2B	0.2
3	0.3
4	0.4

El factor Z simboliza la peak máximo de la aceleración efectiva (EPA), en relación al movimiento de la superficie con 90% de posibilidad de no excedencia en 50años.

Fuente. (ACI 350.3-06) (2006)

Tabla 3

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente. Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2014.

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente generado por la amenaza sísmica intermedia

- Litoral ecuatoriano determinada por un alto nivel de amenaza

De acuerdo al ejercicio de estudio, se tiene la provincia del Azuay cuyo factor Z equivale a 0.25 por hallarse en la zona 2, aceleración de 0,35g

La Zona Sísmica del Fuente ACI Comité 350 (2006) es similar a los valores especificados en la NEC-SE-DS 2014.

2.9.2.2 Factor de importancia I

Se debe asignar un coeficiente I por el tipo de estructura que se analice. Dicho factor aumenta la demanda sísmica para el diseño de la estructura en función de su utilidad, de tal forma que se eviten fallas durante el sismo.

Tabla 4

Factor de importancia I

Uso del estanque	Factor I
Estanque que contiene material peligroso	1.5
Estanque cuyo contenido es usable para distintos propósitos después de un terremoto, o estanques que son parte de sistemas de salvaje	1.25
Otros	1.0
Para estanques que contienen material peligroso, el juicio ingenieril puede necesitar I>1.5 para considerar un terremoto mayor al terremoto de diseño	

Fuente. (ACI 350.3-06) (2006).

Tabla 5

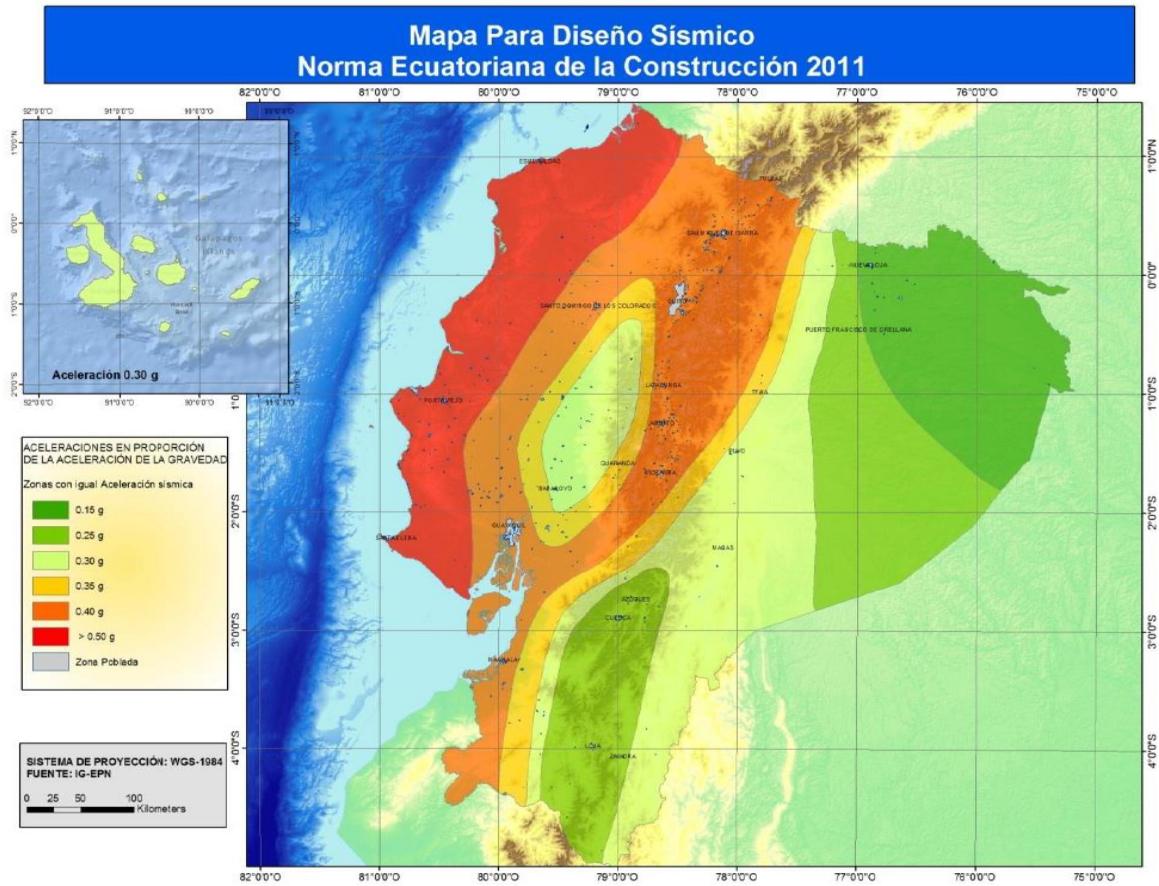
Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Casas de salud o de emergencia sanitaria. Infraestructura militar, de bomberos y policial. Estacionamientos de emergencia para vehículos y aviones. Torres de control aéreo. Estructuras de atención de emergencia y distribución eléctrica. Depósitos de agua y elementos tóxicos.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Instalaciones educativas, iglesias y museos con una capacidad de más de 300 personas.	1.3
Otras estructuras	Instalaciones de entidades públicas	1.0

Fuente. NEC-SE-DS, 2014.

Figura 15

Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2014.



Fuente: NEC-SE-DS Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

El objetivo de este mapa es el de observar el resultado del riesgo sísmico de 10% de disponibilidad en 50 años (período de retorno 475 años), con una repliación a 0.50 g de los productos de incremento sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que determina la zona V (NEC-SE-DS, 2014).

Tabla 6

Coefficiente de perfil de Suelo S

Tipo	Descripción del perfil	Coefficiente
A	Perfil con: (a) de tipo rocoso con u una velocidad de onda de corte mayor que 2500pies/seg (762 m/s) o por otra forma conveniente de clasificación o (b) medio-densa a densa o semi-rígido a rígido con profundidades menores a 200pies (60960 mm)	1.0
B	Un perfil de suelo con predominancia de condiciones de suelo medio-densa a densa o semi-rígidas a rígidas donde la profundidad del estrato excede los 200 pies (60960mm)	1.2
C	Un perfil de suelo con más de 20 pies (60960mm) de arcilla blanda a medio rígido, pero no más de 40pies (12192mm) de arcilla blanda.	1.5
D	Un perfil de suelo con más de 40pies (12192mm) de arcilla blanda caracterizado por una velocidad de onda de corte menor que 500pies/seg (152.4m/s)	2.0

Fuente. ACI 350.3-06 (2006)

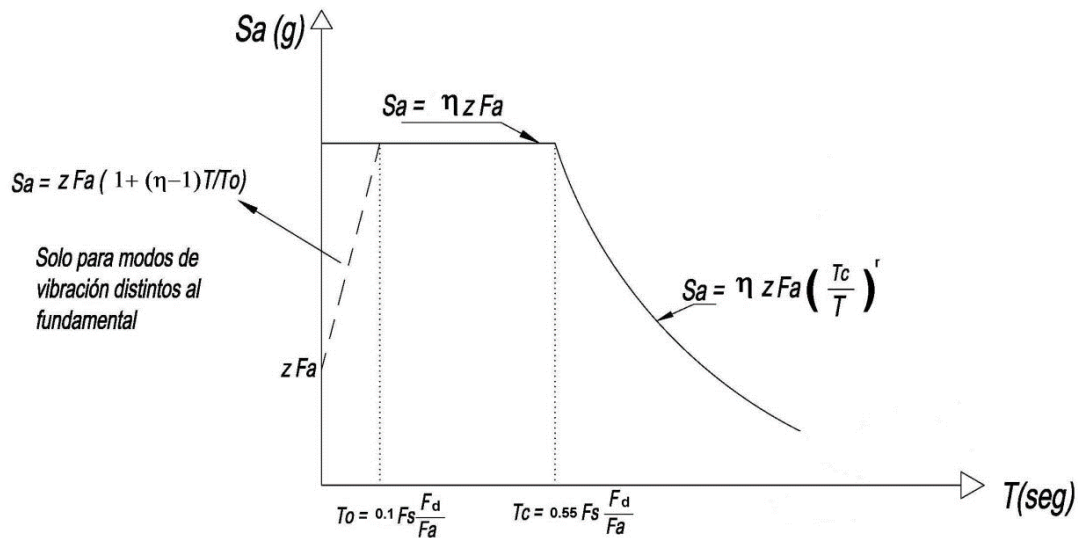
2.9.2.3 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , indicado como parte del aumento de velocidad de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se soluciona a partir de la Figura 16, en consecuencia, con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 16

Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.



Fuente: NEC-SE-DS Cargas sísmica diseño sismo resistente

Ecuaciones del espectro:

$$S_a = \eta * Z * F_a \text{ PARA } 0 \leq T \leq T_c \text{ (NEC-SE-DS, 2014)}$$

$$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ PARA } T \geq T_c \text{ (NEC-SE-DS, 2014)}$$

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ para tipo de suelo A, B o C

$r = 1.5$ para tipo de suelo D o E.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura

TC: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

2.9.2.4 Factores de modificación de la respuesta

El factor de modificación de la respuesta es un componente numérico que simboliza el efecto combinado de la plasticidad de la estructura y la redundancia en la misma. Estos se clasifican en factores R_{wi} para las fuerzas impulsivas para cuando consideramos la estructura, sobre el terreno, o para los depósitos enterrados, así como los factores R_{wc} para las fuerzas convectivas.

En la Tabla 7 ACI 350.3-06 (2006) se apuntan los factores de modificación de la respuesta R_w , para los siguientes tipos de estructuras:

- Los depósitos anclados, con base flexible
- Los depósitos con base articulada o empotrada
- Los depósitos que no están anclados, inmóviles o con alguna movilidad.
- Los depositos que se encuentren enterrados y superficiales.

Tabla 7

Factor de modificación de Respuesta R_w

Tipo de Estructura	R_{wi} superficial o en pendiente	Enterrado	R_{wc}
(a) Anclados, base flexible.	4.5	4.5	1.0
(b) Empotrados o simple apoyo.	2.75	4	1.0
(c) No anclados llenos o vacíos.	2.0	2.75	1.0
(d) estanques elevados.	0.4	-	1.0

El estanque enterrado se define como estanque en el cual el nivel piezométrico máximo con agua en descanso está a nivel de terreno o nivel subterráneo. Para estanques parcialmente enterrados, el valor R_{wi} se puede obtener de la interpolación lineal de los valores para estanques en superficie y estanques enterrados. $R_{wi}=4.5$ es el máximo valor que puede adoptar R_{wi} para cualquier tipo de estanques de concreto. Estanques no anclados, vacíos no deben ser construidos en zona sísmica 2Bo mayor.

Fuente. (ACI 350.3-06) (2006)

Dónde:

R_w = Factor de modificación de respuesta

R_{wc} : Factor de modificación de la componente convectiva

2.9.2.5 Corte basal total, ecuación general

A razón de que dichos componentes no interactúan en fase, lo que procede es la utilización de la raíz cuadrada cuya expresión es la siguiente: suma de los cuadrados da igual a la fuerza cortante que actúa en la base del depósito:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} \quad (\text{ACI 350.3 - 06}) \quad (2006) \quad (4.5)$$

Donde se requiera o sea válida la hipótesis, las fuerzas laterales dinámicas debidas a la tierra y presión de agua contra la pared en la sección enterrada del estanque serán incluidas en la determinación del corte basal total V . Estos valores que se definen para estructuras enterradas en donde el nivel del líquido estaría por debajo de la superficie del terreno, son los máximos permitidos para el diseño, valores para estructuras semi-enterradas

pueden tomarse linealmente según el nivel que quede por debajo de la superficie, tomándose así valores intermedios según corresponda. (ACI Comité 350, 2006)

2.9.2.6 *Momento volcante en la base del tanque.*

Las fuerzas laterales dinámicas producto al suelo y a la presión del agua contra la sección de la pared que se encuentra enterada del estanque serán incrementadas en la determinación de los momentos en la base del estaque. Por otro lado, el sobre momento en la base del tanque (M_o), incluye las fuerzas en el fondo del tanque:

$$M_w = P_w x h_w \text{ (ACI 350.3-06) (2006) (2.20)}$$

Donde:

M_w = Momento de inercia provocado por la inercia ejercida en el lateral de la aceleración de muro sobre la altura del muro.

P_w = Inercia ejercida en el lateral de la aceleración de muro.

h_w = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad del shell del tanque.

$$M_r = P_r x h_r \text{ (ACI 350.3-06) (2006) (2.21)}$$

Donde:

M_r = Momento de inercia provocado por la inercia ejercida en el lateral de la aceleración de la cubierta sobre la base del muro al centro.

P_r = Inercia ejercida en el lateral de la aceleración de la cubierta, W_r .

h_r = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la cubierta del estanque.

$$M_i = P_i x h_i \text{ (ACI 350.3-06) (2006) (2.22)}$$

Donde

M_i = Momento de inercia provocado por la fuerza impulsiva asociada a W_i sobre la base del muro.

P_i = Fuerza total impulsiva asociada a W_i .

$h'i(IBP)$ = Altura Sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva.

$$M_c = P_c x h_c \text{ (ACI 350.3-06) (2006) (2.23)}$$

Donde

M_c = Momento de inercia provocado por la fuerza convectiva, asociada a W_c , sobre la base del muro.

P_c = Fuerza total lateral convectiva, asociada a W_c .

$h_c(EBP)$, $h'c(IBP)$ = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva.

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} \text{ (ACI 350.3-06) (2006) (2.24)}$$

Donde:

M_w = Momento de inercia provocado por la inercia ejercida en el lateral de la aceleración de muro sobre la altura del muro.

M_r = Momento de inercia provocado por la inercia ejercida en el lateral de la aceleración de la cubierta sobre la base del muro al centro.

M_i = Momento de inercia provocado por la fuerza impulsiva asociada a W_i sobre la base del muro.

M_c = Momento de inercia provocado por la fuerza convectiva, asociada a W_c , sobre la base del muro.

M_b = Momento flector de toda la sección transversal del estanque sobre la base del muro de éste.

2.9.2.7 Propiedades dinámicas de la estructura

Para conseguir los resultados de la masa impulsiva y convectiva, es preciso utilizar las ecuaciones 9.15 y 9.16 de la norma ACI 350.3-01, (2006).

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(D/H_L)]}{0.866(D/H_L)} \text{ (ACI 350.3-06) (2006) (9.15)}$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left(D/H_L \right) \tanh \left[3.68 \left(H_L/D \right) \right] \text{ (ACI 350.3-06) (2006) (9.16)}$$

Donde:

W_i: Masa equivalente de la componente impulsiva (Ton).

W_L: Masa total del almacén de líquidos (Ton).

W_c: Masa equivalente del componente convectivo (Ton).

D: Diámetro interno del tanque (m).

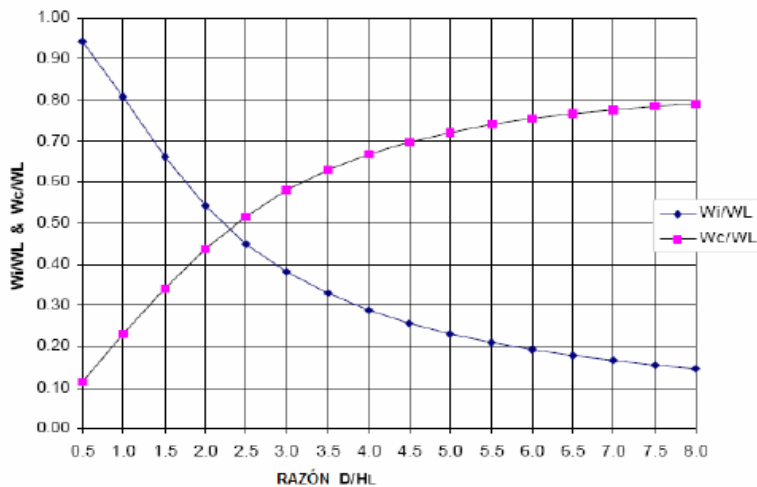
H_L: Profundidad de diseño de depósito de líquidos (m).

Se considera el peso específico del agua como 1 KN/m³.

Estas relaciones también se pueden hallar con la siguiente figura 17

Figura 17

Razón factor de masa impulsivo y convectivo vs D/H_L.



Fuente. ACI 350.3-06 (2006)

Altura al centro de gravedad de la masa impulsiva (h_i) y de la masa convectiva (h_c), según el ACI 350.3-06, sección 9.3.2 (Excluyendo la presión basal EBP).

Para estanques con $\frac{D}{HL} < 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{D}{H_L} \right) \text{ ACI 350.3-06 (2006) (9.17)}$$

Para estanques con $L/H_L > 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \text{ ACI 350.3-06 (2006) (9.18)}$$

Para todos los estanques,

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 1}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right) \times \sinh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \text{ (ACI 350.3-06) (2006) 9.18}$$

Donde:

H L: Profundidad de diseño de depósito de líquidos (m).

hi: Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva (m).

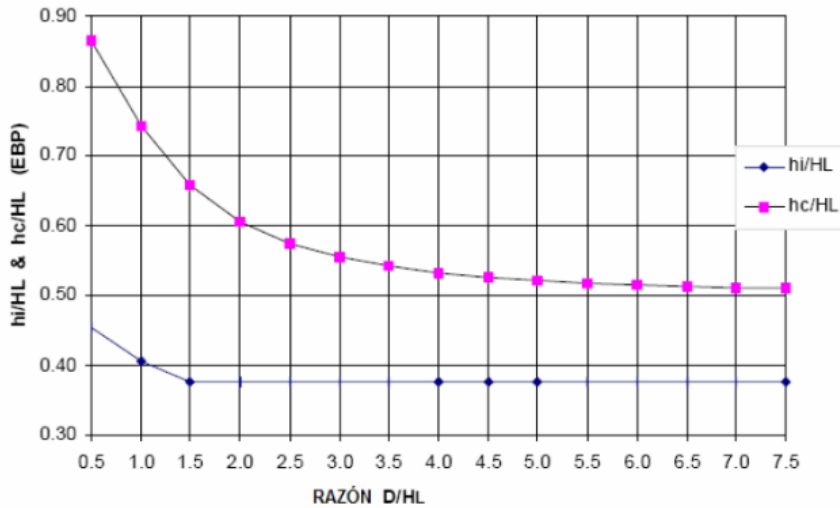
hc: Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral convectiva (m).

D: Diámetro interno del tanque (m).

Estas relaciones también se pueden hallar con la siguiente figura 18:

Figura 18

Razón factor de altura impulsivo y convectivo vs D/H_L



Fuente. ACI 350.3-06 (2006)

Altura al centro de gravedad de la masa impulsiva (h_i) y de la masa convectiva (h_c), según el ACI 350.3-06, sección 9.3.2 (Incluyendo la presión basal EBP)

Para estanques con $\frac{D}{H_L} < 0.75$

$$\frac{h_i'}{H_L} = 0.45 \text{ (ACI 350.3-06) (2006) 9.20}$$

Para estanques con $\frac{D}{H_L} \geq 0.75$

$$\frac{h_i'}{H_L} = \frac{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}{2 \times \tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8} \text{ (ACI 350.3-06) (2006) 9.21}$$

Para todos los estanques

$$\frac{h_c'}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 2.01}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right) \times \sinh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \text{ (ACI 350.3-06) (2006) 9.22}$$

Donde:

H L: Profundidad de diseño de depósito de líquidos (m).

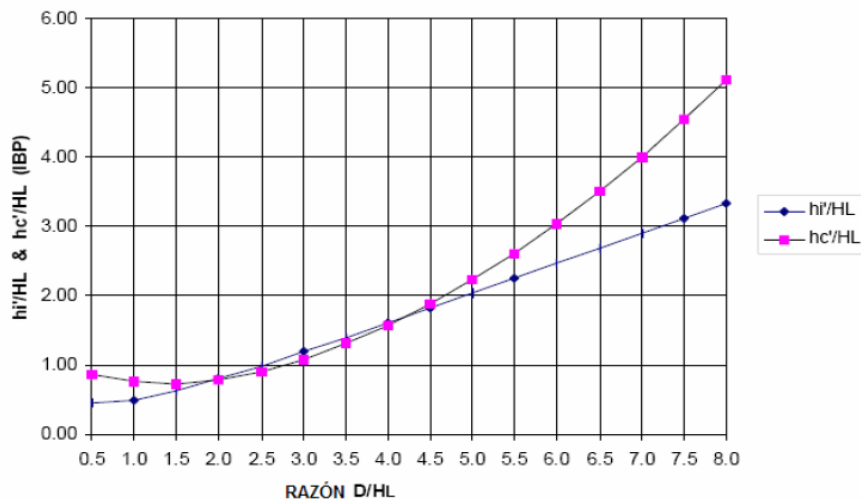
$h'i$: Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva (m).

$h'c$: Altura sobre la base del muro al centro de gravedad de la fuerza lateral impulsiva (m).

D: Diámetro interno del tanque (m).

Figura 19

Razón factores de altura impulsivo y conectivo vs D/H_L .



Fuente. ACI 350.3-06 (2006)

2.9.2.8 Distribución de Fuerzas de manera Vertical.

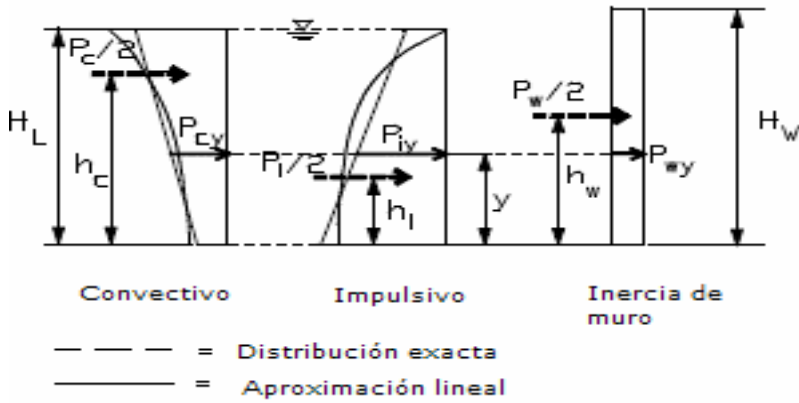
Por la característica propia cilíndrica de los estanques estos deben ser cargados en una colocación vertical de las fuerzas en correspondencia de la elevación de la estructura de manera que la distribución de los empujes se realice verticalmente a lo largo de la altura Y, el aumento de velocidad de las paredes producto al sismo provocará un movimiento del fluido con componentes espaciales de velocidad u , v , w en la dirección de los ejes coordenados x , y , z respectivamente, Cuando los muros de un tanque son sometidas a aceleraciones, su superficie oscila generando sobre presiones tanto en las paredes del

recipiente como en el fondo. Estas presiones agregadas se denominan “convectivas” y son producidas por este movimiento, considerándose en conjunto con las presiones impulsivas, para calcular la fuerza total que se ejerce por líquido sobre el depósito. En la normativa ACI350-03 se especifican el sentido y la distribución de las fuerzas dinámicas al aplicarse sobre los muros de los tanques. Cuando se aplican perpendicularmente sobre los muros, se considera la sumatoria de las fuerzas de inercia, impulsivas y convectivas. La componente inercial será correspondiente a la masa de los muros, sin embargo, las fuerzas convectivas e impulsiva obedecerán de la geometría del estanque a diseñar esta son:

- Por la inercia generada por la fuerza distribuida de forma homogénea a través del depósito.
- P_i se refiere a la fuerza de forma simétrica simbolizada por la siguiente expresión: $\theta = 0$ la misma la primera mitad actúa de manera externa en la mitad del muro. La segunda mitad, forma una simetría representada por la siguiente expresión: $\theta = \pi$, influyendo en la parte interna de la mitad opuesta del muro;
- Mitad de la fuerza convectiva, P_c , procediendo en la mitad de un muro. La simétrica a $\theta = 0$ y la otra mitad de P_c interviniendo en la simétrica a $\theta = \pi$, procediendo al interior de la mitad opuesta del muro, además, presiones de tierra e hidrostáticas de aguas subterráneas, intervienen en la porción enterrada de la mitad de arrastre del estanque. La incidencia de estas presiones se puede observar en las figuras 20 y 21.

Figura 20

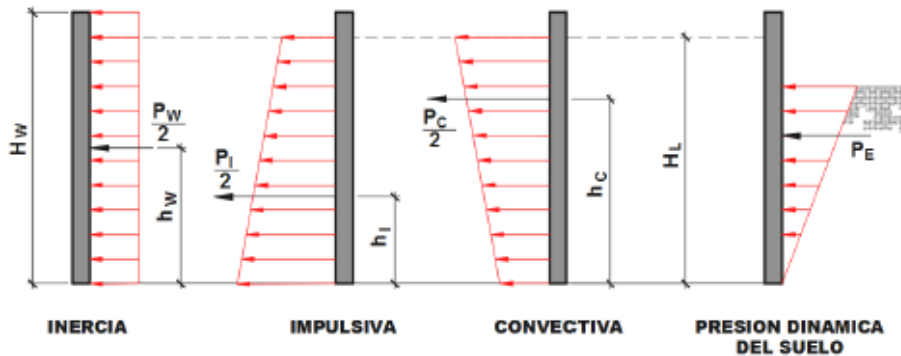
Distribución de Cargas verticales - Estanques circulares.



Fuente. ACI 350.3-06 (2006)

Figura 21

Distribución de fuerzas equivalentes en los muros.



Fuente Elaboración propia.

La colocación vertical de las fuerzas, por unidad en la esbeltez del muro, de las fuerzas dinámicas actuantes en la mitad del muro. El espesor del muro se considera constante en todo su perímetro. Las mismas son detalladas mediante la siguiente expresión:

$$Pwy = \frac{P_w}{2H_w} \quad (2.33)$$

Las fuerzas en la parte lateral no resultan homogéneas, por lo que estas serán superpuestas a la fuerza hidrodinámica lateral asimétrica resultante de la presión

hidrostática P_{hy} que incide en las paredes del tanque como se puede observar en la figura 27. El ACI350-03 también actúa en los recipientes circulares proporcionando una distribución de las presiones en cada componente (ACI Comité 350, 2006).

2.9.2.9 Distribución de Fuerzas Horizontales.

La distribución horizontal de las presiones dinámicas a través del diámetro del estanque (D), se pueden asumir:

$$P_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi R} \quad (2.34)$$

$$P_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi R} \times \cos \theta \quad (2.35)$$

$$P_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9\pi R} \times \cos \theta \quad (2.36)$$

$$P_{hy} = \ddot{U}_v q_{hy} \quad (2.37)$$

Donde:

P_{wy} = Fuerza de inercia lateral debido a W_w , por unidad de alto de muro de estanque, cuando está a nivel y por sobre la base del estanque.

P_{cy} = Fuerza convectiva lateral debido a W_c , por unidad de altura del muro del estanque, cuando en nivel de líquido está en Y.

P_{iy} = Fuerza lateral impulsiva debido a W_i , por unidad de altura de muro de estanque, con ocurrencia al nivel y de líquido sobre la base del estanque.

W_w = Masa del muro del estanque (Shell).

W_c = Masa equivalente del componente convectivo del almacén de líquidos.

W_i = Masa equivalente de la componente impulsiva del almacén de líquidos.

\ddot{u}_v = Aceleración efectiva espectral del espectro de respuesta inelástico vertical, como se define en la Ec. (4-15), que se deriva de escalar un espectro de respuesta horizontal elástico, expresado como fracción de la aceleración de gravedad.

q_{hy} = Presión unitaria hidrostática a nivel y del líquido por sobre la base del estanque

$$[q_{hy} = \gamma L(H_L - y)]$$

R = Radio interno de un estanque circular.

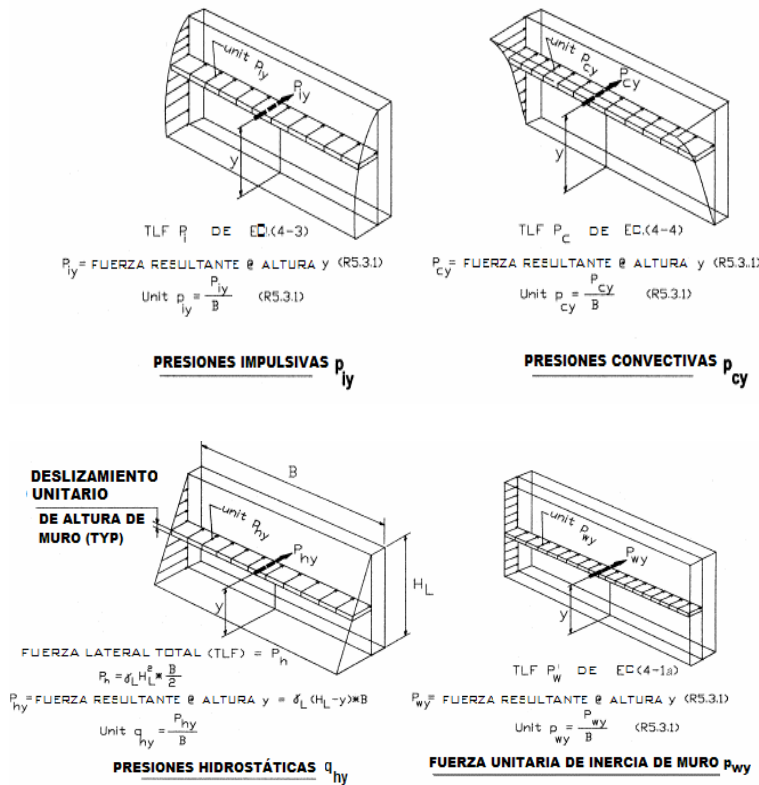
θ = Ángulo de coordenada polar.

La presión P_{hy} es la acción hidrostática que incide sobre las paredes del tanque concentrada a una altura E igual a la altura del agua determinada a partir de las fuerzas hidrostáticas distribuidas en los muros de la estructura como se puede ver en la figura 26.

Donde la Fuerza de inercia lateral P_{wy} es producto de la masa del tanque W_w , por unidad de altura de la pared del tanque, cuando está a nivel y por sobre la base del estanque.

Figura 22

Distribución de fuerzas horizontales.



Fuente: (ACI Comité 350, 2006)

2.9.2.10 *Presión del suelo*

Las presiones del suelo a considerar en el estudio son las actuantes sobre los muros del tanque, ya que en la modelación del elemento no se contempla la losa de cimentación, porque se efectúa una unión base-muro del tanque simplemente apoyado.

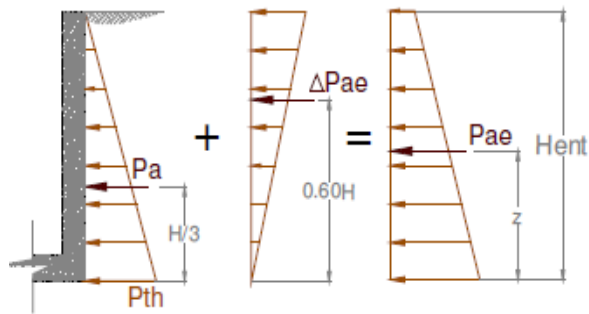
La examinación de los muros del perímetro de los depósitos enterrados o semienterrados en unión con el suelo, deben evaluarse mediante el empuje activo del suelo sobre las paredes del tanque, esta condición está dada ya que se representa un área libre de la estructura que puede sufrir desplazamientos por la acción del suelo. El análisis de geotécnico de las condiciones de enterramiento de la estructura, determinará los coeficientes de empuje activo en función a las condiciones naturales del terreno y estas limitaciones se podrán deducir en base a la teoría de esfuerzos de Rankine.

Sin embargo, en el capítulo 8 de ACI 350.3-06 (2006) se especifican las presiones de tierra generadas por sismos calculando el corte basal de estanques enterrados (de manera total o parcial). Para el cálculo se considera K_a el coeficiente de presión lateral de tierra activo, el cual, será utilizado para calcular las presiones de tierra.

En un estudio seudo-estático: (1) se entiende que la consecuencia del componente sísmico de la presión de tierras se genera con un valor 0.6 de la altura de tierras sobre la base; y (2) se entiende que el aumento de presión de poro, cuando la estructura se encuentra bajo el suelo (parcial o totalmente), incide en un punto 1/3 de la altura de aguas sobre la base como se observa en la figura 23.

Figura 23

Carga dinámica por empuje lateral de tierras.



Fuente. Ballestero, 2014.

2.10 Características geométricas del Tanque de Ferrocemento.

En las investigaciones realizadas por Rodríguez (2016) se refleja que, los tanques de reserva o depósitos se crean con el objetivo ser viables para el almacenamiento, sedimentación, filtración, etc. En ese sentido las circunstancias de carga y el diseño estructural son similares. Es así que, dichos tanques se encuentran conformados por estructuras fundamentales:

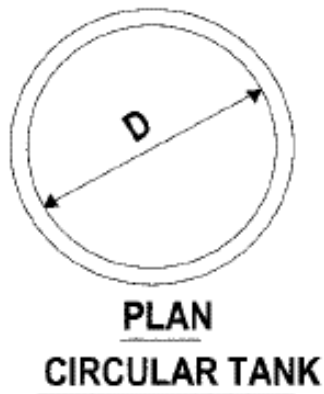
Pared (cilíndrica o rectangular): Estructura de forma especificada creada en función a la capacidad necesitada.

Losa de fondo o losa de cimentación: Estructura que funge como base para el reservorio. Las partes de los tanques de reserva de hormigón reforzado y/o ferrocemento, poseen buena resistencia a la compresión, tensión, flexión y cortante; además, producto a su rigidez, pueden absorber en mejor medida las deformaciones diferenciales. La losa de fondo o losa de cimentación, debe ser capaz de transmitir las cargas al terreno, la misma, deberá ser impermeable para impedir la ocurrencia de filtraciones de agua.

En la figura 24 y 25 se muestra un esquema de un tanque apoyado sobre el terreno compresible.

Figura 24

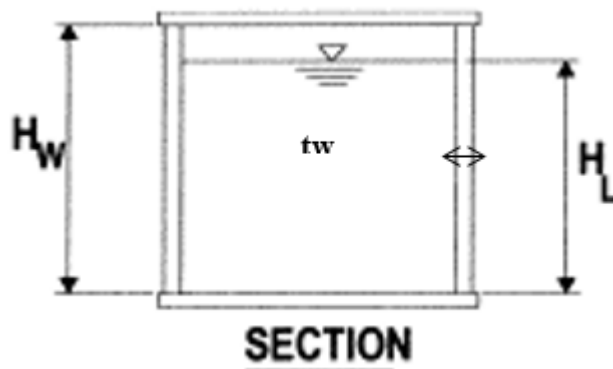
Características Geométricas de los Tanques.



Fuente: Rodríguez (2016)

Figura 25

Características Geométricas de los Tanques.



Fuente: Rodríguez (2016)

Dónde:

D = Diámetro interno de un estanque circular, (m)

H_w = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad del Shell del tanque, (m)

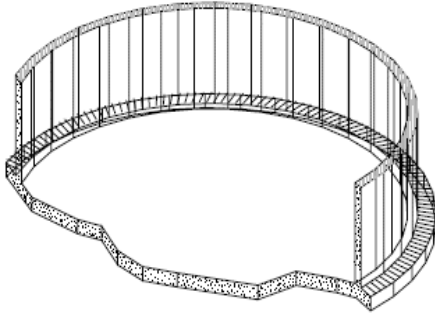
H_L = Profundidad de diseño de depósito de líquido, (m)

tw = Espesor típico de muro, (mm)

Se considerará la base en conformidad con (ACI 350.3-06) (2006)

Figura 26

Tanque de reserva circular apoyado sobre terreno comprensible



Fuente: Rodríguez (2016)

En su mayoría los principales usos de los tanques son para la recolección de agua potable, para el tratamiento de aguas residuales en plantas o para el control de caudales.

Según el Instituto Americano del Concreto (ACI), Comité 350” Diseño Sísmico de Estructuras Contendedoras de Líquidos (ACI 350.3-01)”, los tanques se clasifican en:

a) Estructuras apoyadas en tierra

Esta condición contiene aquellas estructuras de acumulación de líquidos de hormigón armado, que sean rectangulares y circulares, y se encuentren a nivel del terreno y bajo rasante. Estas cuando se consideran apoyadas en tierra son catalogadas de acuerdo con su sección atendiendo a:

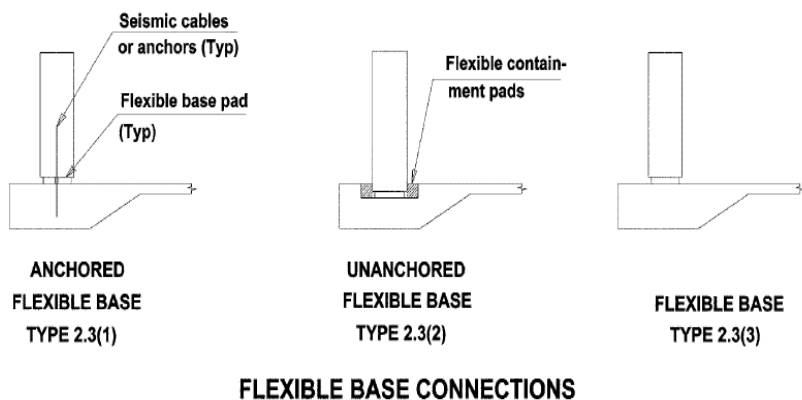
- Configuración general (rectangular o circular)
- Tipo de unión muro-base (empotrada, simple, o de base flexible)
- Método constructivo (hormigón armado o pre-tensado).

b) Estructuras sobre pedestales

En esta clasificación se definen las estructuras contendedoras de líquidos montadas sobre pedestales tipo cantiléver.

Figura 27

Tipo 2.2 base simplemente apoyada - Hormigón armado



Fuente: (ACI Comité 350, 2006)

Fig. 2.2. Expuesta en la norma ACI 350.3-06 (2006) se especifican los Tipos de soporte en Suelo, estructuras contenedoras de líquidos clasificada en las bases de detalles de conexión de Pared a fundación (Base Tope de agua no mostrada).

2.11 Análisis de Cargas actuantes

2.11.1 Carga Muerta: De acuerdo a la norma ACI (2006), esta hace alusión al peso dado por los materiales, equipos de servicio, dispositivos, tabiques y otros elementos que se generan para la construcción. Asimismo, incluye propio peso, los mismos se prevén que sean permanentes.

2.11.2 Empuje de Agua: La misma corresponde a la acción provocada por la presión hidrostática. En ese sentido, se cita a Quiroz (2014), quien en el texto Análisis y Diseño de estructuras con el SAP-2000, marca que, la presión producto a la carga hidrostática en un estanque serán analizadas en coordenadas globales (X, Y, Z) de la estructura, en similitud a una carga impuesta y no sobre las coordenadas locales de los puntos de acción en la estructura.

$$P = Ax + By + Cz + D \text{ (Quiroz, 2014)}$$

Dónde:

P: Fuerza

A, B, C y D: Constantes

X: Distancia en x

Y: Distancia en y

Z: Distancia en z (Altura agua llena: hAL)

2.11.3 Carga Sísmica: De las exigencias del Código ACI (2006) Se tomarán las

siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.2D + 1.2F + 1.0E + 1.6H + 1.0L + 0,2S \text{ (Ec.9.5) (ACI Comité 350, 2006)}$$

$$U = 0.9D + 1.2F + 1.0E + 1.6H \text{ (Ec.9.7) (ACI Comité 350, 2006)}$$

Donde:

D= Carga Muerta

F= Carga debido al peso y presión del fluido con las densidades bien definidas y controlable a las máximas alturas, o relacionado a momentos y fuerzas internos.

E= Carga sísmica

H= Cargas debido al peso y presión del suelo, agua en el suelo, u otro material o relacionado a momentos y fuerzas internas.

L= Carga Viva (No aplica no hay cúpula)

W= Carga de Viento (No Aplica)

S=Carga de nieve (No Aplica)

Caso 1 al 3 Tanques superficial:

$$U = 1.2D + 1.2F + 1.0E \text{ (ACI Comité 350, 2006)}$$

$$U = 0.9D + 1.2F + 1.0E \text{ (ACI Comité 350, 2006)}$$

Casos 4 al 9-

$$U=1.2D+1.2F+1.0E+1.6H \text{ (ACI Comité 350, 2006)}$$

$$U=0.9D+1.2F+1.0E+1.6H \text{ (ACI Comité 350, 2006)}$$

2.11.4 Empuje de suelos: Según la norma ACI314 RS-16, (2016) las estructuras embebidas en el terreno se someten a tres empujes principales activo, pasivo y reposo para la determinación de los empujes se analizan dos teorías principales el método de Coulomb y el de Rankine, considerando la aplicación del trabajo nos basaremos en el criterio de Yepes (2020) que refiere que cuando no hay cohesión en el suelo ni adherencia en el contacto entre la pared del tanque y el terreno, aplicando la teoría de Coulomb se puede estipular que la resultante del empuje activo se posiciona a un tercio de la altura del muro.

El empuje activo, se genera cuando la contención se desplaza en una magnitud “x”, esto provoca la descompresión del terreno. En este caso se empleará el cálculo de muros de contención que son libres de moverse en cabeza. La determinación de los empujes activos se realizará a partir de las siguientes ecuaciones.

$$\sigma'a = Kax\sigma'v - 2xc' * \sqrt{Ka} \text{ (Yepes, 2020)(2.39)}$$

$$\sigma'ah = \sigma'ax\text{sen}(\beta + \delta) \text{ (Yepes, 2020)(2.40)}$$

$$Ka = \left[\frac{\text{cosec}\beta x \text{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta) + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') x \text{sen}(\phi' - i)}{\text{sen}(\beta - i)}}}} \right]^2 \text{ (Yepes, 2020)(2.41)}$$

Donde

K_a : es el coeficiente de empuje activo

σ'_{ah} : componente horizontal del empuje activo unitario

σ'_v : tensión vertical efectiva la cual puede calcularse como $Y \times Z$

Y' : peso específico efectivo del suelo

Z : altura de tierras desde la rasante en el punto considerado

ϕ' ángulo de rozamiento interno del relleno

C' cohesión efectiva del relleno

δ ángulo de rozamiento entre el muro y el relleno

β ángulo de inclinación del muro respecto a la horizontal

i inclinación respecto a la horizontal del relleno

Si, se considera un muro de inclinación vertical y terreno granular y homogéneo la presión activa se puede determinar cómo:

$$P_a = K_a \times Y' \times H^2/2 \text{ (Yepes, 2020)(2.42)}$$

2.12 Definiciones de esfuerzos en estructuras modeladas con elementos tipo placa

Shell.

Las cargas que tienen que soportar las estructuras producen en sus elementos fuerzas que tratan de deformarlos denominadas esfuerzos. Por ello, en el presente análisis se evaluarán los siguientes esfuerzos.

- Esfuerzos por cargas axial compresión y tracción
- Esfuerzos por cargas a Cortante y Flexión
- Esfuerzos principales y de Vonmises.

2.12.1 Esfuerzo

Simboliza la fuerza por unidad de área alrededor de un punto característico sobre una superficie (real o imaginaria) de un medio continuo. Teniendo unidades físicas de

presión. Esto responde de igual manera a fuerzas concentradas como distribuidas (de manera uniforme o no), que son aplicadas sobre un área. El vector resultante a la tensión se trastornará en dos componentes que físicamente provocan condiciones diferentes, en función de que si el material presenta un comportamiento dúctil o frágil. Estos son denominados como componentes intrínsecos del vector tensión respecto al plano π que corta a la estructura de manera perpendicular.

2.12.2 Esfuerzos a tracción

La tracción en este caso se da cuando un elemento se encuentra sometido a fuerzas que provocan un estiramiento de su estructura. Se supone que las tensiones que tienen cualquier área perpendicular a las fuerzas, son normales a esa sección, siendo opuestas a las fuerzas que pretenden prolongar el cuerpo. Este proceso se conoce como módulo de Poisson.

En la sección 5.4 **ACI 549 -97R**, se define que la tensión de tracción admisible en el refuerzo de acero puede generalmente tomarse como $0.60 f_y$, donde f_y es el límite elástico medido a una deformación de 0,0035 u obtenido mediante el procedimiento descrito en ACI 549.1R.

2.12.3 Esfuerzos a compresión

Es contrario a la tracción pues, el mismo va en función del sometimiento del esfuerzo, dado por la aplicación de fuerzas que van en el mismo sentido. Esto, genera una aproximación de las partículas de un material; lo cual, produce acortamientos o aplastamientos. La compresión se genera como resultado de dichas tensiones ocasionadas en un sólido que se puede deformar y se caracteriza por la reducción del cuerpo o un acortamiento en determinada dirección.

En la sección 5.5 **ACI 549 -97R** El esfuerzo compresivo permisible en Ferrocemento se define como **0.42 f'c donde** f'c es la compresión especificada resistencia del mortero medida a partir de pruebas a 3 ´ 6 pulg. (76 a 152 mm) cilindros.

2.12.4 Esfuerzos a Flexión

Los esfuerzos de compresión y de tracción provocan flexión. Esto se genera cuando la parte de arriba del elemento están relacionadas con un esfuerzo de alargamiento y las de abajo se acortan, o recíprocamente. Esto produce una deformación a toda la longitud de su eje, por lo que se termina doblando. La fibra neutra se genera cuando un objeto es sometido a dicha flexión determinada por el largo de cualquier curva contenida en ella, sin variar en relación al valor anterior a la deformación. Todo este proceso se denomina momento flector.

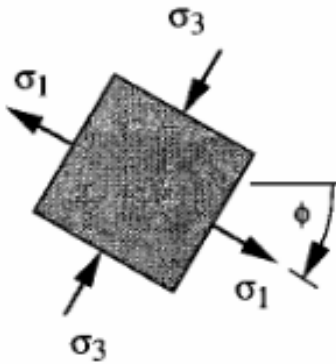
De acuerdo con ACI Comité 549 (2018), el rango para estos valores está entre 7 Mpa y 12.6 Mpa de acuerdo al tipo de malla de refuerzo empleado.

2.12.5 Esfuerzos principales

Los esfuerzos normales que se ejercen sobre los planos se denominan esfuerzos principales. Las secciones sobre las que actúan se denominan planos principales. El sentido de las normales de superficie a los planos principales se conoce como ejes principales y los esfuerzos normales que actúan en estas direcciones se conocen como esfuerzos normales principales. Además, se tendrán otros conjuntos de ejes recíprocamente perpendiculares donde los esfuerzos cortantes serán máximos. Los esfuerzos cortantes principales actúan en los planos contenidos a 45° en correspondencia con los planos de los esfuerzos normales principales (ver figura 28 y 29).

Figura 28

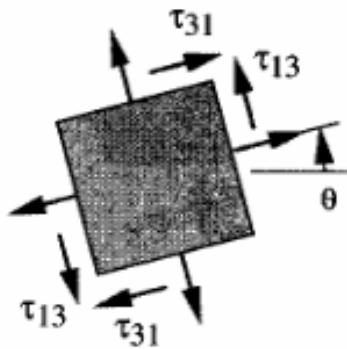
Esfuerzos normales principales



Fuente: (Mohr, 2022)

Figura 29

Esfuerzos cortantes principales



Fuente: (Mohr, 2022)

La expresión que concierne los esfuerzos aplicados con los esfuerzos principales es:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{bmatrix} = 0 \quad (\text{Mohr, 2022})(2.48)$$

Donde σ es la magnitud del esfuerzo principal y n_x , n_y y n_z , son los cosenos directores del vector unitario n .

2.12.6 Esfuerzos de Von Mises

Magnitud física conforme a la energía de distorsión. En el diseño estructural se utiliza en corroborar las hipótesis de fallo como medida para el correcto diseño con materiales dúctiles (Ascarza, Enzo, Pérez, & A. Vladimir, 2017). La tensión de Von Mises puede determinarse mediante las tensiones principales del tensor tensión, en un punto, de un sólido deformable, aplicando la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad (\text{Ascarza, Enzo, Pérez, \& A. Vladimir, 2017})(2.49)$$

Siendo σ_1 , σ_2 y σ_3 las tensiones principales.

2.13 Deformación

Los elementos estructurales bajo la acción de cargas se deforman, casi siempre estas deformaciones son imperceptibles. La deformación de una estructura se puede definir como una variación del estado físico producto a una fuerza externa, o cambio de temperatura, o seguimiento de soportes, etc.

Esta deformación se considera elástica, cuando desaparece al concluir la aplicación de la carga que lo produce, por lo que el elemento estructural vuelve a su posición inicial; y permanente, cuando permanece la deformación después de desaparecer la acción que la causo.

Producto a las cargas impuestas la estructura se deforma. La dimensión y dirección de esta, depende de la fuerza que la provoca, de las superficies del elemento y del material que lo componen. Las deformaciones reconocen a las siguientes relaciones:

- Mayor carga, mayor deformación.
- Mayor dimensión longitudinal (luz), mayor deformación.

- Mayor sección resistente, menor deformación.
- Mejor material (mayor módulo E), menor deformación.

2.14 Recomendaciones constructivas del Ferrocemento a considerar.

2.14.1 *El recubrimiento mínimo*

En la sección 5.7 **ACI 549 -97R**, se indica que la cobertura neta media recomendada del refuerzo es de aproximadamente 2 mm (1/12 pulg.). Sin embargo, se puede usar un valor menor siempre que el refuerzo esté galvanizado, la superficie protegida mediante un recubrimiento adecuado y un ancho de fisura limitado.

También se recomienda que para espesores mayor de ½ pulg. (12 mm), la cubierta de red no debe exceder 1/5 de espesor ho 3/16 pulg. (5 mm), lo que sea menor, con el fin de garantizar una distribución adecuada de la malla en todo espesor.

2.14.2 *El Espesor mínimo*

De acuerdo a lo descrito se define que el Ferrocemento se compone de láminas de mortero que tienen un espesor de 2 a 5 cm., y se refuerza con mallas de alambre. Se considerarán para nuestro estudio las recomendaciones de Wainshtok (1992 y Masó et al. (2005) Nos define que con el Ferrocemento se puede ejecutar paneles de poco espesor o delgados, por lo general de 25mm.

Recubrimiento de refuerzo:

- Entorno no agresivo > 4 mm
- Entorno con una agresividad media > 6 mm

Tolerancias:

- Recubrimiento mínimo es 2 mm

- Grosor de muros 10% del espesor, < 3 mm
- Cuando la Dimensión mayor < 5 m el recubrimiento debe ser de aproximadamente 10 mm
- Cuando la Dimensión mayor se encuentra entre 5 m y < 15 m, el recubrimiento debe ser de aproximadamente 15 mm
- Cuando la Dimensión mayor, es mayor de 15 m, el recubrimiento debe ser de aproximadamente 20 mm
- Desviación lineal $L/1000$

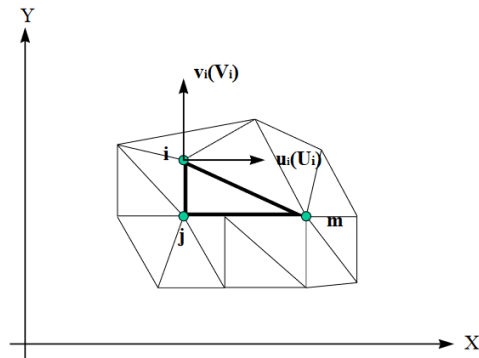
2.15 Modelo de elementos finitos.

El método de elementos finitos es un procedimiento de correlación de problemas continuos para el desarrollo de estos se realiza el siguiente procedimiento:

1. Se realiza una discretización física de la geometría del elementó, dividiéndolo en un numero finito de partes definiendo su comportamiento a partir de parámetros ligados a varios puntos característicos, denominados nodos. Estos son los puntos de coalición entre secciones adyacentes. Un elemento finito se define por sus nodos (i, j, m) y por el contorno formado por líneas que los unen. Los desplazamientos u de cualquier punto del elemento se aproximan por un vector columna U .

Figura 30

Coordenadas nodales (i,j,k) y desplazamientos de los nodos



Fuente: (Valero, 2004)

2.15.1 Generación de la malla

Es necesario mencionar que, para la realización de la malla, tengo que analizar la información sobre las propiedades del material; esto se debe a que la malla como tal, está compuesta por centenares e incluso miles de puntos para su constitución se toma en cuenta las fuerzas asignadas en los puntos de la malla.

La densidad asignada a los nodos de la malla, va en función del nivel de la tensión mecánica; es decir, los lugares que tienen más tensión por lo general tienen mayor cantidad de nodos, lo que significa que existe una mayor densidad de la malla. Una vez analizado el proceso de obtención de una red; es necesario entender su estructura, en términos fáciles, se la puede comprender como una “telaraña”; los nodos funcionan como extensores de la malla interactuando con cada nodo adyacente. Este proceso, determina la transmisión de propiedades del material a los objetos, lo que resulta en la creación de elementos varios (Leiva, 2010).

2.15.2 El elemento Shell en el software SAP 2000.

El presente modelo, se obtiene de la conjunción que va desde tres a cuatro nodos. Con cada uno de ellos, se consigue 6 grados de libertad determinadas por tres traslaciones U_1 , U_2 y U_3 y tres rotaciones R_1 , R_2 y R_3 . Los elementos de estas características son útiles para examinar, modelar y crear losas, muros o flexión de placas, además de corte y fuerza axial (Quiroz, 2014).

Modelación de los elementos tipo Shell:

1. Esta se fracciona en líneas o superficies i (imaginarias) mediante una agrupación de elementos finitos.
2. Los elementos interaccionan entre sí, mediante un grupo pequeño de puntos o nodos, los mismos se ubican en las periferias, tal como sucede en el proceso matricial.
3. Para el desplazamiento de los nodos se considera un conjunto de funciones que obtienen de manera específica el campo de desplazamientos nodales en cada elemento finito.
4. Para el equilibrio de las tensiones en el contorno se determina las fuerzas concentradas en los nodos mediante una sistematización. Este proceso resulta en una relación entre fuerzas F y desplazamientos u , esta operación es similar al proceso matricial.

$$F = k. u. \quad (2.51)$$

2.16 Análisis Geotécnico de Tanques de Ferrocemento.

2.16.1 Software GEO5

Este presenta una agrupación de softwares útiles para dar solución a problemas geotécnicos, uno de los programas que presenta se denomina Presiones de Tierra con el cual

se pueda verificar la presión de la tierra dada por la carga en cualquier estructura y también para el cálculo de dichas presiones (sean estas activas, pasivas o en reposo); de ahí su nombre.

Cuando vamos a trabajar con este programa nos encontramos una interfaz fácil de utilizar ya que brinda la posibilidad de llenar los datos requeridos en formas de pestañas, además cada vez que variamos alguna información da una respuesta automática del problema; la programación del software está basada en diferentes normas geotécnicas a nivel mundial, lo que le permite realizar una revisión de los datos introducidos y resultados obtenidos brindándonos un resultado aceptable y rápido. A continuación, se mencionan las funciones del Programa Presiones de Tierra:

- Situación de la superficie (suelo) mediante una jerarquización general.
- Agrupación de datos
- Conoce el número de sobrecargas dadas a las estructuras sean estas de franja, de carga concentrada o trapezoidal
- Modelados de agua delante y detrás de las estructuras y de agua artesiana
- Estructuración de la forma del terreno
- Crea varias teorías sobre la presión de tierras
- Forma de cuña de tierra (vertical, oblicua)
- Examinación de presiones de tierras de forma total y efectiva
- Examinación de presiones de tierras de suelos sobre consolidados.
- Analiza el efecto sísmico (Mononobe-Okabe, Arrango, estándares chinos)

Para la determinación de los empujes de tierras a los que se encuentran sometidos las estructuras contenedoras de agua, la aplicación del programa presiones de suelos

perteneciente al GEO 5, mediante las condiciones de diseños que posibilita nos facilita la determinación de las presiones activas en la pared del tanque, analizando la acción del suelo sobre una estructura simplemente apoyada en forma en forma de cuña vertical dando como resultado una respuesta una colocación de los esfuerzos en el muro de la estructura.

Capítulo 3.- Metodología

Se modelaron los tanques de reserva según lo establecido en la normativa ACI 350.3-06 (2006) referente al “Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos”), utilizando reservorios circulares, superficiales y enterrados. Se considera un tanque circular, simplemente apoyado y que no presenta cúpula, esta estructura será sometida a la acción del empuje del agua, del suelo y del sismo. Primeramente, se caracterizarán las estructuras de los tanques que se modelarán en el software SAP 2000 y las propiedades de los materiales requeridos para el desarrollo de la investigación. Seguidamente se procederá a la determinación de las cargas a las que se encontrarán sometidos los tanques; cargas producto a los Empujes de Tierras, Empuje Hidrostático y Cargas Sísmicas. Además, se explicará la metodología a seguir para la modelación de los tanques en el software SAP 2000 y la determinación de los Empujes de Tierras en el Software GEO5.

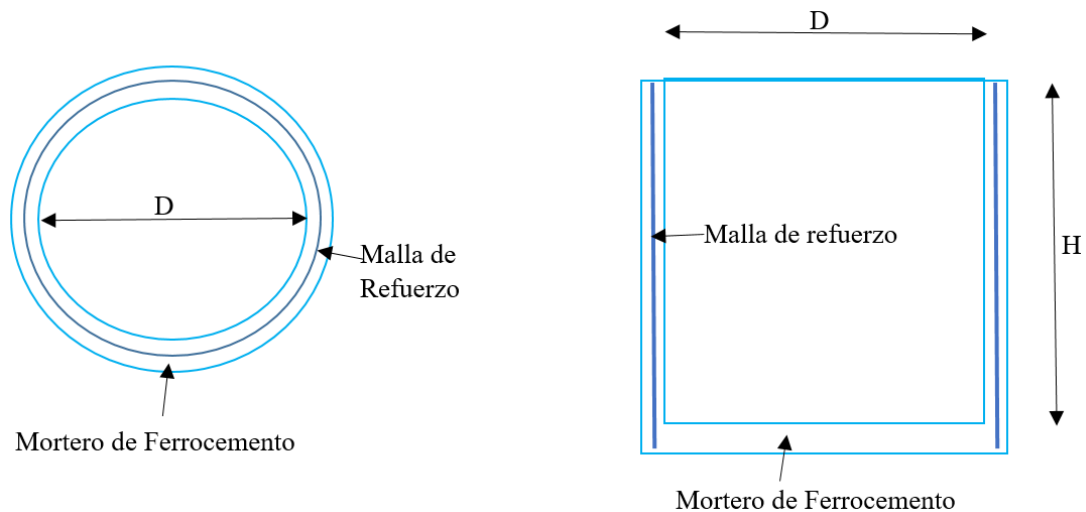
3.1 Estructura del Tanque de Reserva de Ferrocemento.

De acuerdo con el diseño de la estructura a modelar se definirá, considerando lo siguiente (Fig. 31):

- La Configuración general (circular).
- Tipo de unión muro-base (de base flexible).
- Método constructivo (Ferrocemento).

Figura 31

Esquema de Diseño del Tanque de Ferrocemento



Fuente: Elaboración propia

3.1.1 Características de los Materiales.

Los parámetros de diseño de Ferrocemento para la confección de los tanques se fueron seleccionados a partir de las investigaciones realizadas en el capítulo 2, donde hace referencia a las propiedades que deben tener los morteros de Ferrocemento y las características de los materiales que lo componen; además, se tomaron en cuenta las normas estipuladas en el ACI Comité 549 (2018), estos datos serán los que ingresen en el software SAP 2000.

- El peso volumétrico del concreto: $\gamma_c = 235359.6 \text{ kN/m}^3$.
- La resistencia a la compresión del concreto: $F'_c = 30000 \text{ kN/m}^2$, según lo descrito en el enunciado 2.3.6.3. Resistencia mecánica.
- El módulo de elasticidad del ferrocemento a compresión, según lo descrito en el enunciado 2.4.2 se asumirá como $E = 26.000\ 000 \text{ kN/m}^2$.
- La resistencia a la tracción se asumirá un valor de 1/10 de la resistencia a

compresión 30000kN/m^2 .

3.1.2 Líquido

De conformidad al código ACI 350-89, en su sección 2.3.2, se considerará el siguiente peso volumétrico para líquidos comunes en tanques:

- Aguas potables o claras $\gamma = 1 \text{ kN/m}^3$.

3.1.3 Suelo

Para el cálculo de los empujes de terreno se tomará como dato un suelo granular, representativo del área de la provincia del Azuay, no se considerarán datos de sobrecargas de tránsito vehicular o peatonal en el terreno donde está ubicada la obra o en sus proximidades, a continuación, se exponen los valores de los datos del suelo:

- Peso unitario del suelo considerado: $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$
- Capacidad portante del suelo $R_s = 147.1 \text{ kN/m}^2$
- Angulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$
- Coeficiente de cohesión $C = 0$
- Angulo que forma la superficie de la cuña con la horizontal o Angulo de talud natural del terreno, $\beta = 0^\circ$
- Inclinación del parámetro interno del muro $\alpha = 0$
- Angulo de fricción paredes del muro $\delta = 0^\circ$
- Peso unitario saturado $\gamma_s = 18,00 \text{ KN/m}^3$
- Profundidad del Nivel freático $NF = 1,40\text{m}$

Para el desarrollo de los cálculos de los empujes de tierra se utilizó el software GEO 5, el mismo que requiere ingresar datos en kN/m^2 , kN/m^3 , m y $^\circ$, pero como los resultados

de los gráficos se nos dio en Kpa, optamos utilizar los factores de conversión para definir sus valores en kN/m^2 , para luego ser introducidos estos valores en el software SAP 2000.

3.1.4 Características Geométricas de los Tanques.

Los tanques de Ferrocemento se modelarán con las dimensiones establecidas en la Tabla 8, variando para cada caso de estudio los espesores de pared, de diámetros entre 4 a 6m; y, altura entre 2,5m a 4m, respectivamente, variando espesores de: 3cm, 5 cm y 10 cm (ver figura 32).

Figura 32

Características Geométricas de los Tanques.

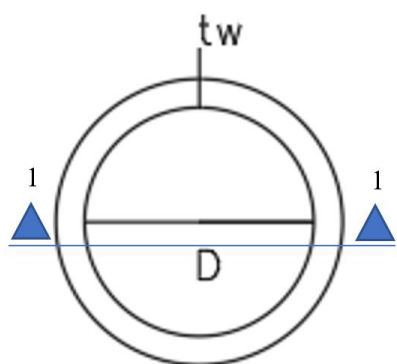


Ilustración 1. Vista en planta.

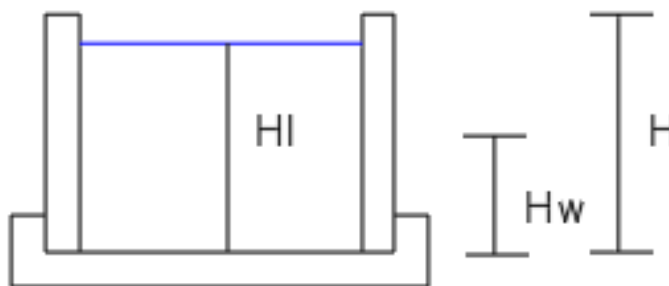


Ilustración 2. Vista Frontal.

Fuente: Elaboración propia

Dónde:

D = Diámetro interno del tanque circular, (m)

H_w = Altura sobre la base del muro al centro de gravedad del tanque tipo Shell, (m)

H_L = Altura del agua, (m)

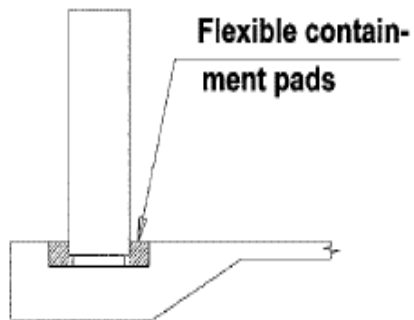
t_w = Espesor del muro, (mm)

H = Altura del muro, (m)

La estructura de los tanques a considerarse es de base flexible (figura 33) de conformidad con lo estipulado en la norma ACI Comité 350,2006:

Figura 33

Tipo 2.2 base simplemente apoyada.



**UNANCHORED
FLEXIBLE BASE
TYPE 2.3(2)**

Fuente: (ACI Comité 350, 2006)

3.2 Descripción de los Tanques de Ferrocemento.

El desarrollo de la investigación se lo hará utilizando 9 modelos de tanques de Ferrocemento en el software SAP 2000.

Los tanques se modelarán con las dimensiones establecidas en la Tabla 8.

Tabla 8

Dimensiones de los Tanques.

Descripción	ITEM	Unidad	Caso								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
Radio del tanque	R	m	2	2	2	2	2	2	3	3	3
Diámetro	D	m	4	4	4	4	4	4	6	6	6
Altura del nivel del agua	Hl	m	2.2	2.2	2.2	2.7	2.7	2.7	3.7	3.7	3.7
Profundidad enterrada	He	m	0	0	0	2.7	2.7	2.7	3.7	3.7	3.7
Altura total del muro	Hw	m	2.5	2.5	2.5	3	3	3	4	4	4
Espesor de Muros	tw	m	0.03	0.05	0.10	0.03	0.05	0.10	0.03	0.05	0.10

Fuente: Elaboración Propia

3.3 Cálculo de las cargas de diseño

3.3.1 Empujes de Tierras caso 1 al 3.

Dentro de la Tabla 8, Dimensiones de los Tanques, los casos de análisis 1, 2 y 3 corresponden a tanques superficiales; por lo tanto, no se analizarán los empujes de tierra.

3.3.2 Empujes de Tierras casos del 4 al 9.

Dentro de la Tabla 10, Dimensiones de los Tanques a analizar, los casos de análisis del 4 al 9, corresponden a tanques enterrados; por lo tanto, se analizará el empuje de tierra implementando el Software Geo 5 Earth Pressure. Este programa es útil para la obtención de presiones de tierra activa, pasiva y en reposo que inciden sobre la estructura y los muros de contención.

La determinación de los resultados se realizará con el software GEO 5, para lo cual se definirá una estructura de contención del suelo considerando un solo estrato alrededor del tanque y se modelará el elemento con una inclinación nula del terreno; además no se

considerará sobrecargas en el terreno, por lo cual el tanque se encuentra sometido a un solo empuje activo por encontrarse libre su parte superior.

Cabe recalcar, que los empujes de las masas del suelo determinan la presión activa sobre la estructura, la cual actuará sobre la pared exterior del tanque en función de la altura de enterramiento y las propiedades de la estructura.

A continuación, se muestran los resultados del cálculo de empuje de tierras para los tanques de Ferrocemento de los casos 4, 5, 6, 7,8 y 9, según las características de sus geometrías y propiedades del suelo descritas anteriormente.

Tabla 9

Resultantes de Empuje de Tierras caso 4, 5 y 6

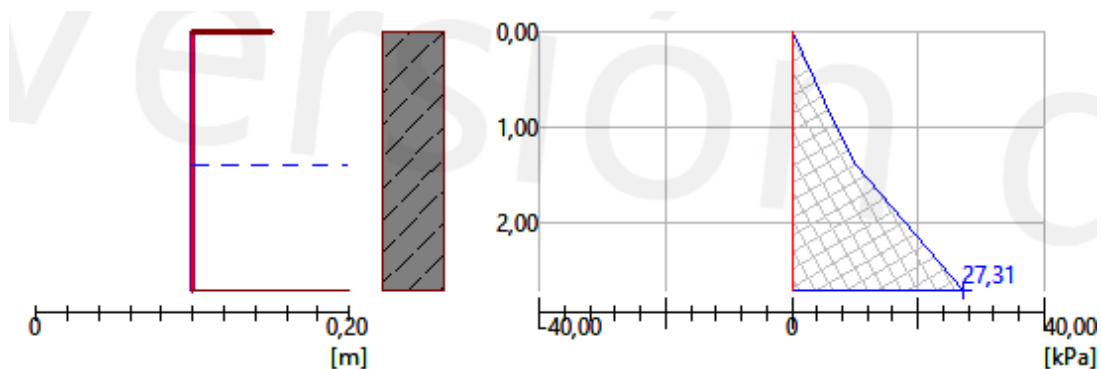
Presión horizontal total que actúa sobre la construcción $27,31 \text{ kN/m}^2$

Punto de aplicación del horizonte de compresión se encuentra en profundidad 1,85 metros

Fuente. Elaboración propia.

Figura 34

Empujes Activos(a) modelos del 4 al 6



Fuente: Elaboración propia

Es necesario señalar que la pares del tanque se va a encontrar sometido a un empuje de suelo en forma de una cuña en la union del suelo con la estructura; considerandose un empuje igual a cero en la parte superior de la estructura y maximo en la base, el gráfico resultante describe un triangulo, el cual puede tener algunas variaciones en su pendiente cuando se encuentra en presencia de un cambio de estrato o nivel freático.

Para el empuje activo, considero que la estructura de la punta del tanque libre provoca una deflexión en el terreno hasta la profundidad de enterramiento para los casos 4, 5 y 6; por lo que se considera un empuje de 27.31kN/m^2 en el área de la pared del muro, a una altura de aplicación de 1.85m; siendo este el centroide de aplicación de la fuerza. Es necesario indicar que la presencia del nivel freático se encuentra a una profundidad de 1.40m.

Tabla 10

Resultantes de Empuje de Tierras caso 7,8 y 9

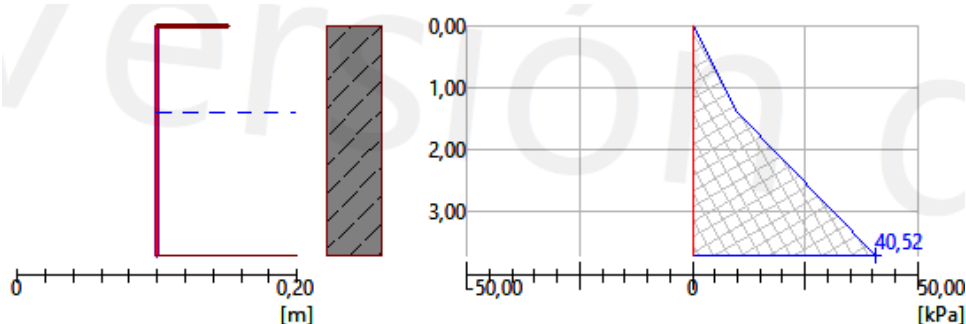
Presión horizontal total que actúa sobre la construcción 40.52 kN/m^2

Punto de aplicación del horizonte de compresión. se encuentra en profundidad 2.61 metros

Fuente. Elaboración propia.

Figura 35

Empujes activos de los casos del 7 al 9.



Fuente: Elaboración propia

Al igual que en los casos anteriores se consideró una estructura sometida a un esfuerzo respecto del suelo sin considerar sobrecargas y con un solo estrato en el terreno y la presencia del nivel freático a 1.40m de profundidad. Para los casos del 7 al 9 la profundidad de enterramiento del tanque en el terreno, al igual que la altura del tanque es superior, se considerará primero ligar la estructura libre en la superficie donde se provocará un desplazamiento x a una altura de 2.61m como punto de partida para la determinación del empuje activo, con un valor de 40.52kN/m². En la tabla 10 se presenta el empuje resultante y el punto de aplicación del mismo.

3.3.3 Empuje Hidrostático.

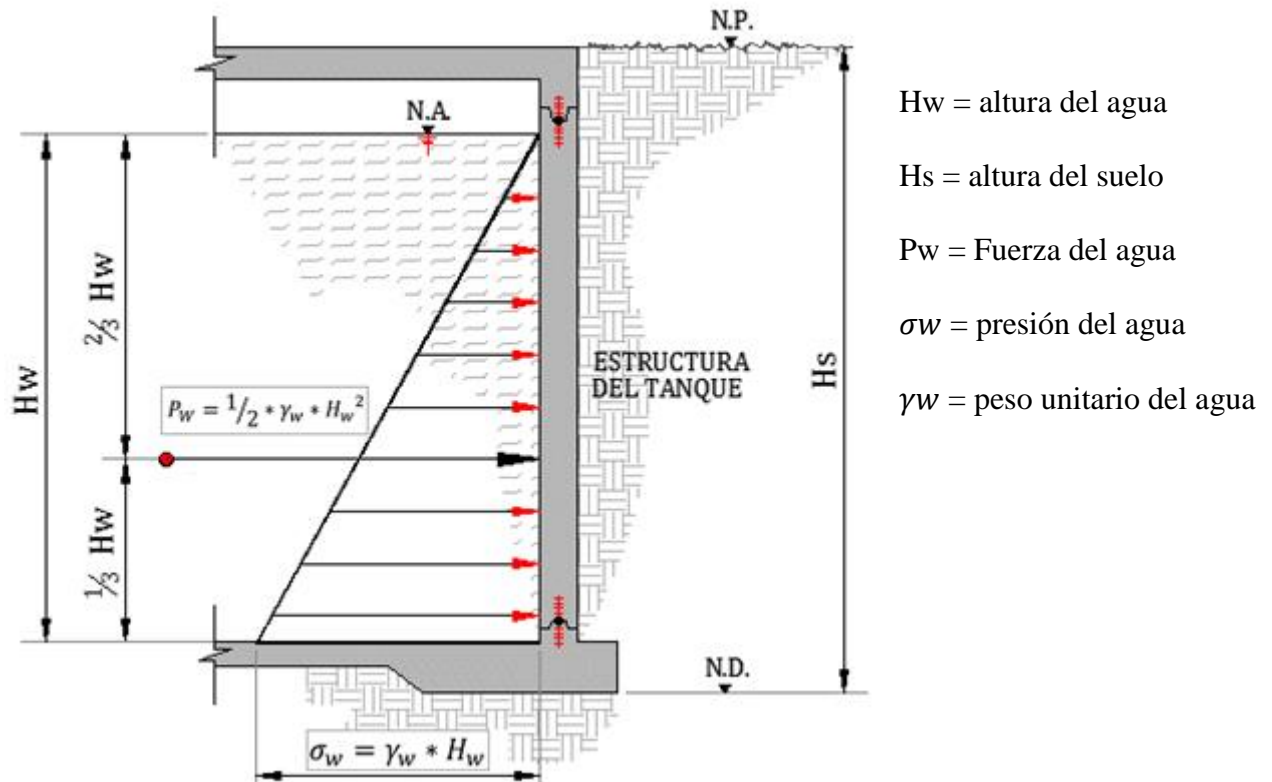
Los tanques se encuentran sometidos a empujes del agua los cuales actúan perpendicularmente contra la estructura, el valor de los empujes aumenta relativamente en consecuencia con la profundidad del elemento analizado. En el esquema de la figura 36 se representa este proceso, la presión hidrostática (σ_w) actúa contra la pared del tanque en forma triangularmente distribuida, su valor depende del peso unitario del agua (γ_w) y la altura del agua (H_w), la relación existente entre la altura del agua y la presión hidrostática

es directamente proporcional. La resultante de la presión hidrostática se denomina fuerza hidrostática y se produce a $1/3$ del ángulo recto del gráfico resultante de la presión hidrostática.

Peso unitario: Aguas potables o claras 10.00 kN/m³

Figura 36

Presión Hidrostática producida por el agua contenida.



Fuente: (Cambroner, 2015)

Para la determinación de las presiones hidrostáticas, la fuerza hidrostática y el punto de aplicación de la resultante nos ayudamos de una hoja de Excel, a la cual le insertamos los valores de cálculo para cada elemento: (altura del agua y peso unitario del agua) y programamos la resolución de las ecuaciones ilustradas en el esquema de la figura 36 y obtenemos los valores correspondientes para cada tanque, estos valores son los que se introducirán en el software SAP 2000.

En la tabla 11 se presentan los valores correspondientes a la resultante de la fuerza, la posición de la resultante y la presión hidrostática para los casos del 1 al 3.

Tabla 11

Resultante de la Fuerza y Presión Hidrostática casos 1 al 3.

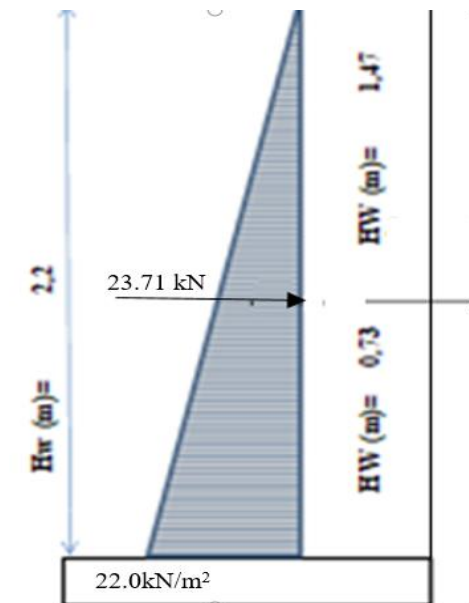
Fuerza Hidrostática Pa	23.71	kN
Punto de aplicación	0.73	m
Presión Hidrostática σ_w	22.0	kN/m ²

Fuente: Elaboración Propia

En la figura 37 se muestra el gráfico de presión de agua para los casos del 1 al 3, se puede observar la presión hidrostática distribuida en las paredes del muro del tanque con un valor máximo en la base de 22,0 KN/m² hasta llegar a cero cuando alcanza el nivel del agua, en el gráfico se muestra además la fuerza hidrostática.

Figura 37

Diagrama de Presión Hidrostática producida por el agua contenida en el Tanque, casos 1 al 3.



Fuente: Elaboración propia

En la tabla 12 se presentan los valores correspondientes a la presión hidrostática considerada para los casos del 4 al 6, su representación queda explícita en la figura 38. Se puede observar en el gráfico de presiones hidrostáticas, una forma triangular presentando en su base una presión de 27KN/m^2 y cero en la superficie del agua, la fuerza hidrostática se ubicará a $1/3$ del Angulo de 90 grados a una altura de 0.90m con un valor resultante de 37.5 KN .

Tabla 12

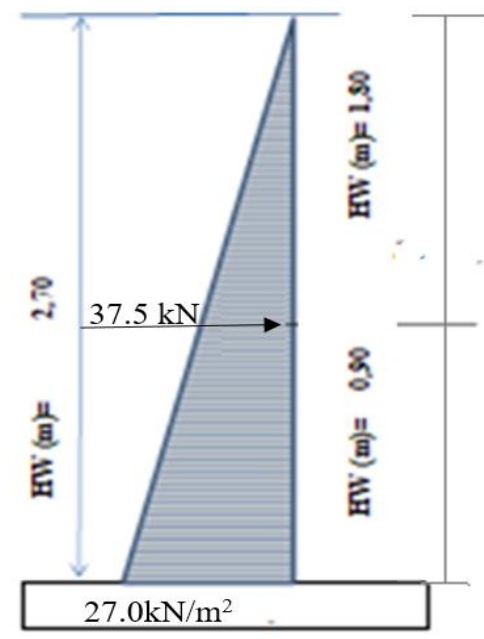
Resultante de la Fuerza y Presión Hidrostática casos 4 al 6.

Fuerza Hidrostática Pa	35.7	kN
Punto de aplicación	0.90	m
Presión Hidrostática σ_w	27.0	kN/m^2

Fuente. Elaboración Propia

Figura 38

Diagrama de Presión Hidrostática producida por el agua contenida en el Tanque, casos 4 al 6.



Fuente: Elaboración propia

En la tabla 13 se presentan los resultados de las presiones hidrostáticas determinadas para los casos del 7 al 9, para sus análisis se abordaron los conceptos referidos en el esquema de la figura 36, determinándose el gráfico de presiones hidrostáticas que se puede observar en la figura 39, donde se puede ver un comportamiento triangular de las presiones hidrostáticas en cual aumenta con respecto a la altura o profundidad del agua en el elemento, en la superficie del agua las presiones son de valor cero y aumentan relativamente con la profundidad hasta tomar un valor de 37.0kN/m^2 en el fondo del tanque. La resultante de la presión del agua estará a los 1.23m con un valor de 67.13 kN.

Tabla 13

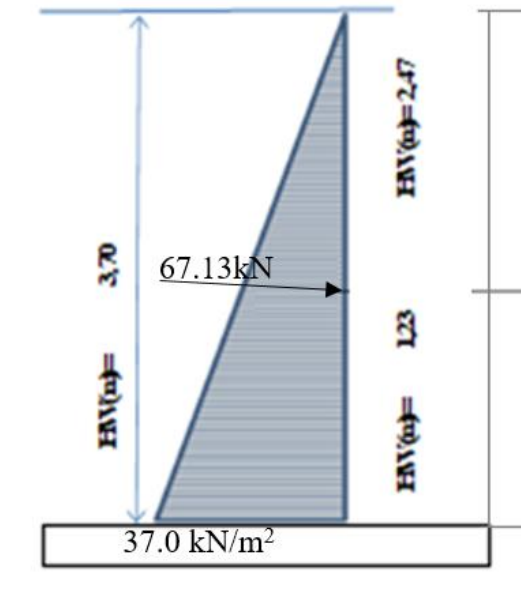
Resultante de la Fuerza y Presión hidrostática casos Caso 7 al 9.

Fuerza Hidrostática Pa	67.13	kN
Punto de aplicación	1.23	m
Presión Hidrostática σ_w	37.0	kN/m ²

Fuente. Elaboración Propia

Figura 39

Diagrama de Presión Hidrostática producida por el agua contenida en el tanque, casos 7 al 9.



Fuente: Elaboración propia

3.3.4 Cargas Sísmicas

3.3.4.1 Presiones Hidrostáticas producto a la Fuerza Sísmica:

Se analizó la estructura en forma estática. Para examinar el comportamiento de las cargas actuantes se tomará en cuenta la presión y el volumen del líquido en el tanque. Todo este proceso da como resultado la presión ejercida debido a la densidad, altura e incompresión del líquido.

La acción de la fuerza sísmica y su distribución en la estructura se dará en relación de la altura y ancho (muro del tanque) de las fuerzas actuante a la mitad del muro, como se podrá observar su cálculo en el Anexo 1 de este trabajo investigativo.

En los siguientes esquemas se analiza la presión sísmica por la inercia del muro, determinándose P_m , que es la suma de la fuerzas de inercias que actuan en la estructura a

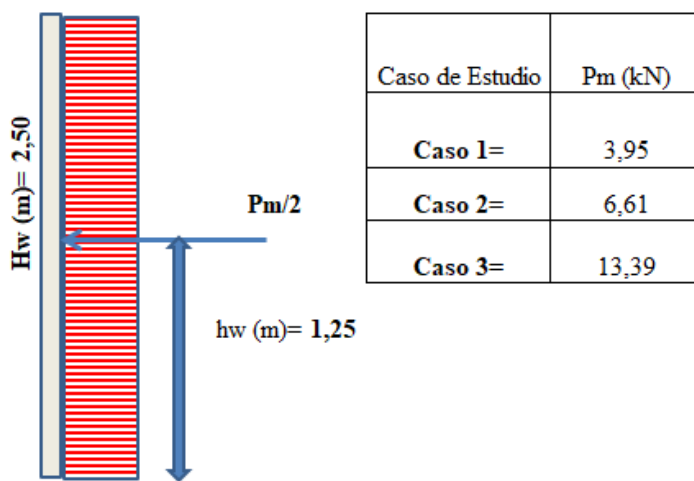
partir de la masa de la pared, la cual se distribuirá uniformemente en la altura del elemento (H_w), esta fuerza se concentrará en la mitad de la altura de la estructura o centroide de aplicación de la carga (h_w), siendo la respuesta de la inercia generada por la fuerza distribuida de forma homogénea a través del depósito.

La presión producto a la carga impulsiva P_i se refiere a la fuerza de forma simétrica, la misma que actúa en la primera mitad de manera externa en el muro con una distribución trapezoidal en relación con la altura del muro y la altura del agua, resultando P_{iy} en la presión hidrodinámica en la superficie, la cual varía en función de la altura h_i .

La presión producto a la fuerza convectiva P_c representa la influencia de la fuerza al interior de la mitad opuesta del muro, donde P_{cy} será la presión hidrodinámica convectiva en la superficie que se distribuirá en relación a la altura h_c en sentido contrapuesto del muro.

Figura 40

Presión Sísmica por Inercia en el Muro, casos 1 al 3.



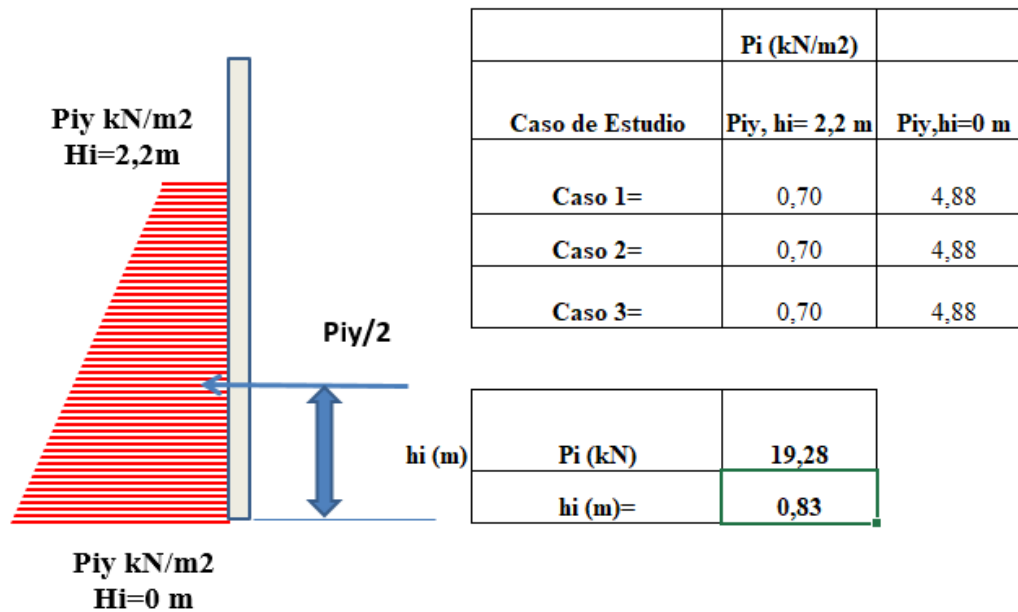
Fuente: Elaboracion propia.

En la figura 40 podemos ver la distribución de la presión sísmica (P_m) resultante de la inercia del muro, se considera inicialmente que la presión se encuentra distribuida en toda la altura de la estructura, pero para el análisis del sismo ésta se concentra a la mitad de la

altura del muro; el valor de la fuerza va a depender de la inercia de la estructura (espesor, altura y diámetro del tanque), como se podrá observar la variación del espesor en los casos 1, 2 y 3, son diferentes: la presión sísmica, para el caso 1 es de 3.95kN; caso 2, es de 6.61kN; y, caso 3 es de 13.39 kN.

Figura 41

Presión sísmica por Carga Impulsiva, casos 1 a 3.



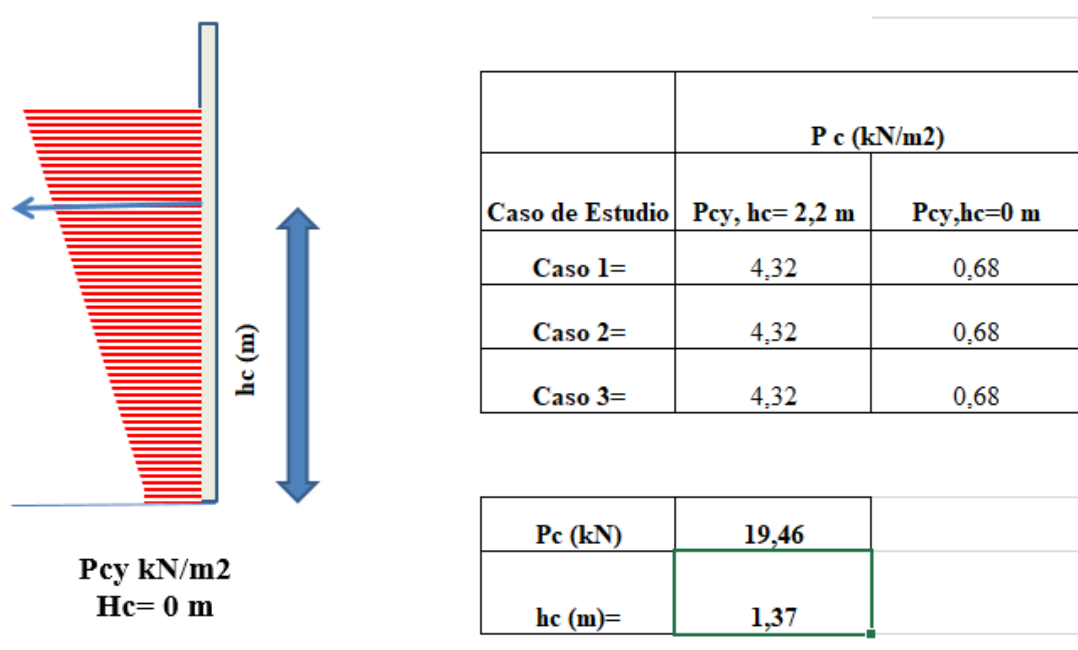
Fuente: Elaboracion propia.

En la figura 41, se presenta la acción del sismo impulsivo sobre las paredes del tanque, para la determinación de la carga impulsiva P_i , es necesario conocer la altura del nivel de agua, ya que la distribución de los esfuerzos impulsivos se va a comportar trapezoidalmente desde la base del muro hasta su máxima altura, En esta figura su máxima presión es de 4.88kN/m² a la altura de 0.70 m del nivel del agua en función de la relación del impulso y la altura del agua como se expone en el enunciado 3.4.4.

El comportamiento de la presión convectiva P_{cy} se expone en la figura 42, la distribución de esta presión sera al igual que la impulsiva de forma trapezoidal pero para este caso los valores máximos los vamos a alcanzar en la superficie del nivel del agua y los mínimos en la base de la estructura con valores máximos de 4.32 kN/m^2 y mínimos de 0.68 kN/m^2 , al igual que la presión impulsiva, la presión convectiva se determina en función de la altura e impulso del agua y la altura del elemento.

Figura 42

Presión Sísmica por Carga Convectiva, casos 1 a 3.



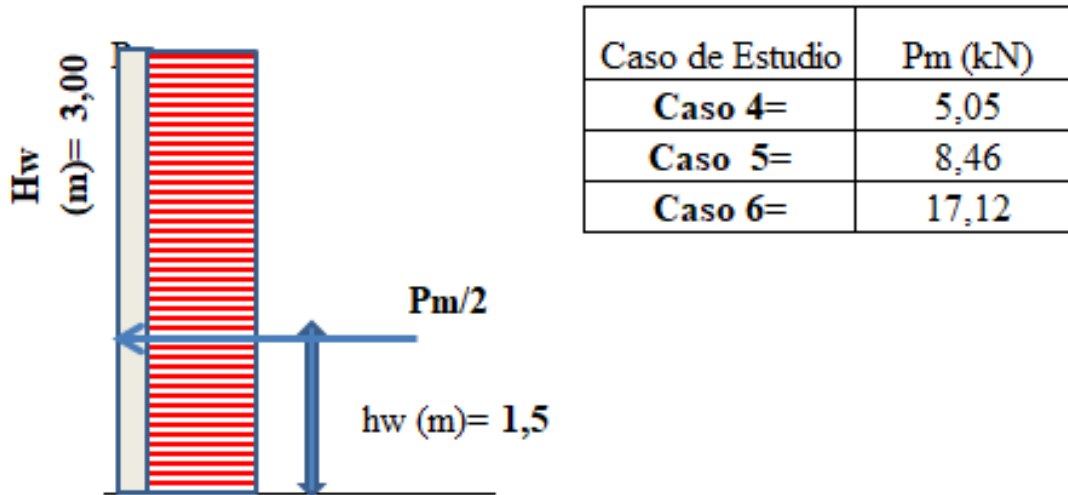
Fuente: Elaboracion propia.

En la figura 43, se representa la determinación de la presión sísmica en función de la inercia de los muros (P_m) para los casos 4,5 y 6, estos casos presentan la misma altura pero el espesor de los muros es variable. P_m se distribuirá a lo largo de la pared del muro y la posición de la resultante de esta fuerza sera ubicada a la mitad de la altura del muro,

para el caso 4, P_m toma un valor de 5.05 kN; para el caso 5 un valor de 8.46 kN y para el caso 6 un valor de 17.12 kN.

Figura 43

Presión Sísmica por Inercia en el Muro, casos 4 al 6.



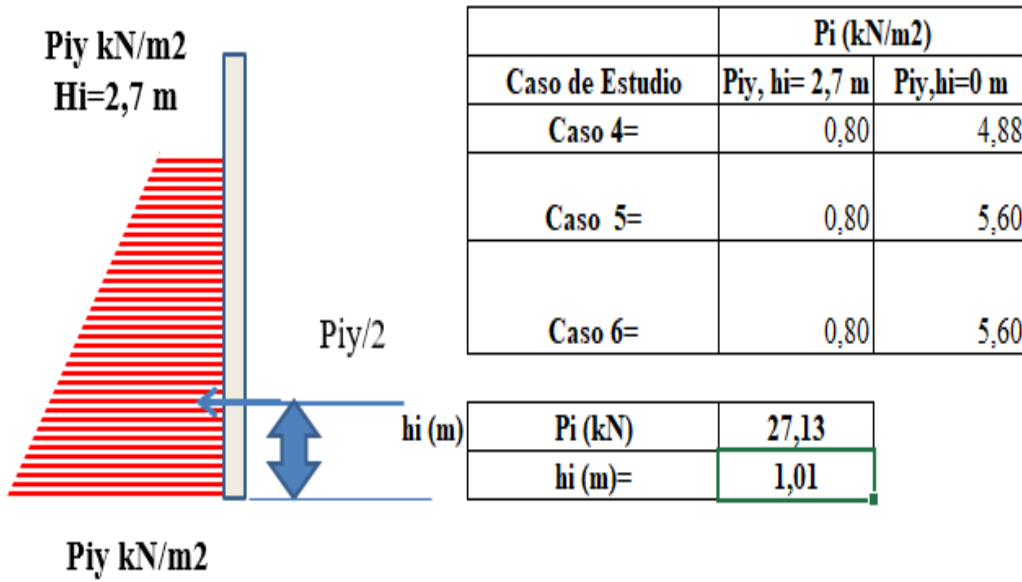
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 44, se representa la presión impulsiva P_{iy} para los casos del 4 al 6, esta presión impulsiva presenta una distribución trapezoidal en la pared del muro tomando sus valores máximos en la base del tanque y mínimos en la altura del agua. En la tabla adjunta al gráfico se pueden observar los valores para cada caso.

En la figura 45, se representa la presión convectiva para los casos del 4 al 6, aquí podemos observar como P_{cy} se distribuye trapezoidalmente, resultando mayores presiones a la altura del agua y menores presiones en el fondo del tanque. En la tabla que se representa en conjunto con el gráfico se puede observar los valores obtenidos para cada caso.

Figura 44

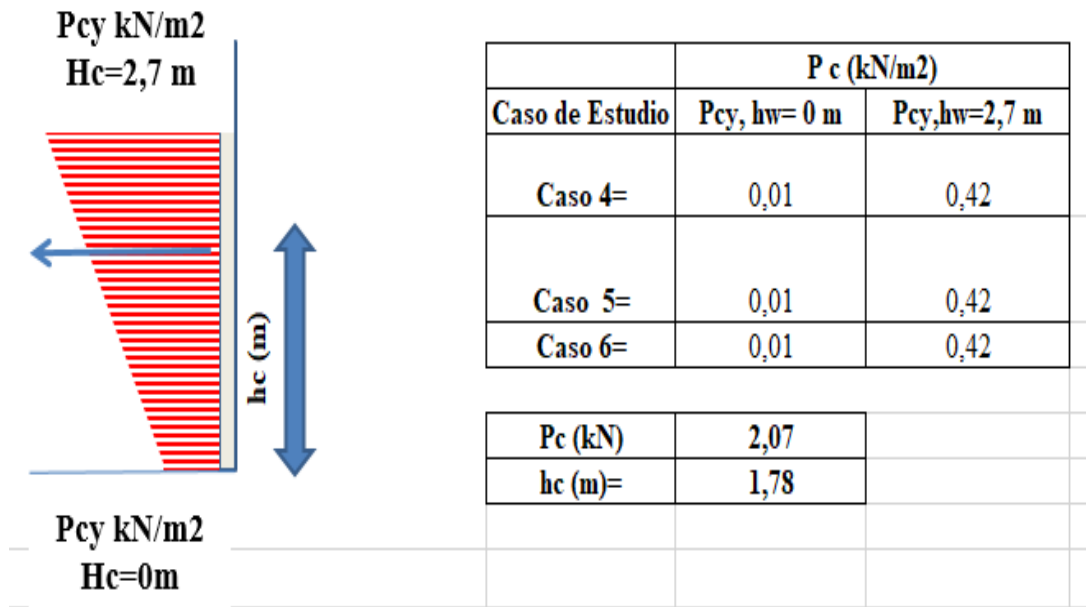
Presión Sísmica por Carga Impulsiva, casos 4 al 6.



Fuente: Elaboracion propia.

Figura 45

Presión Sísmica por Carga Convectiva, casos 4 a 6.

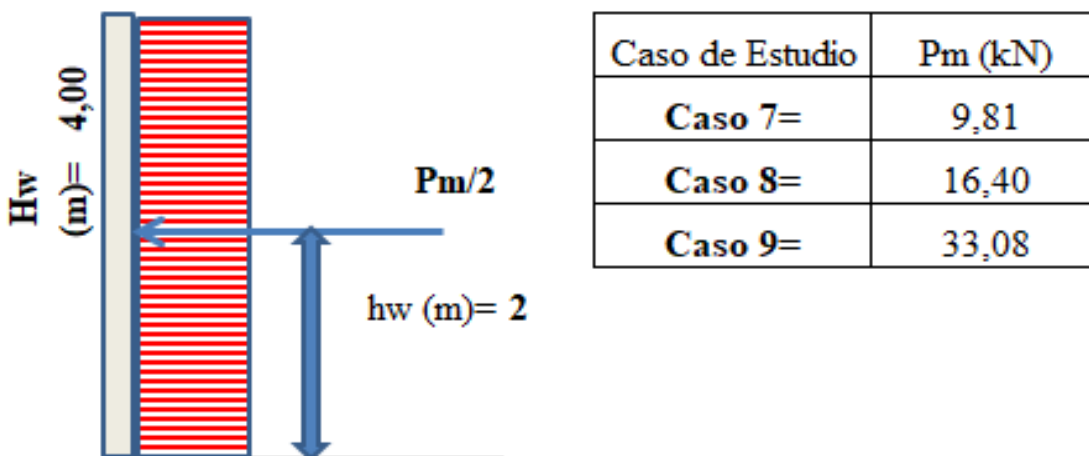


Fuente: Elaboracion propia.

En la figura 46 se representa P_m que es la presión sísmica por inercia del muro para los casos del 7 al 9, esta se distribuye uniformemente a lo largo de la pared de la estructura, pero para su implementación se determina concentrada a una altura igual a la mitad del muro.

Figura 46

Presión Sísmica por Inercia en el Muro, casos 7 al 9.

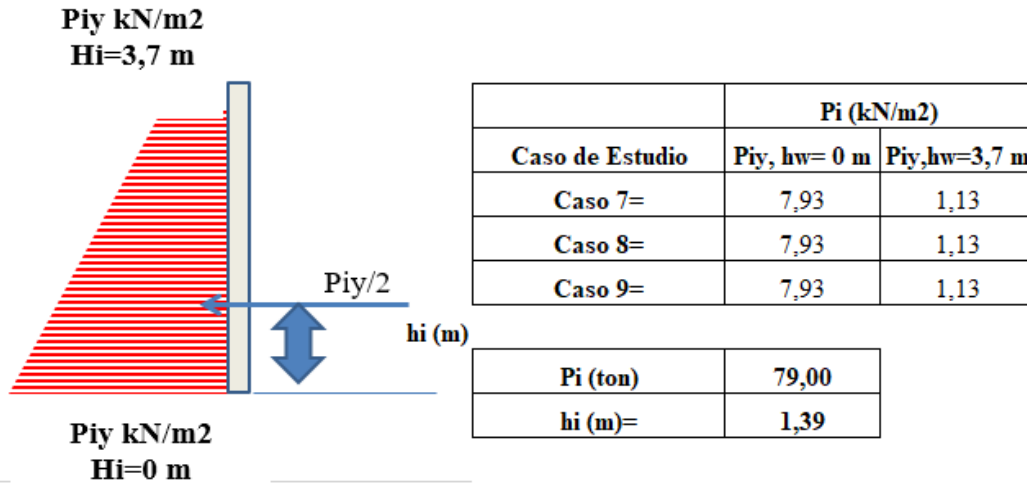


Fuente: Elaboración propia.

En la figura 47, se representa (P_{iy}) que es la presión impulsiva para los casos del 7 al 9, ésta se encuentra en función de la altura del muro, la altura del nivel del agua y el impulso producto del sismo. La presión impulsiva se distribuye en forma de trapecio tomando sus máximos valores en la base del tanque y sus mínimos valores en la altura del agua.

Figura 47

Presión Sísmica por Carga Impulsiva, casos 7 al 9.

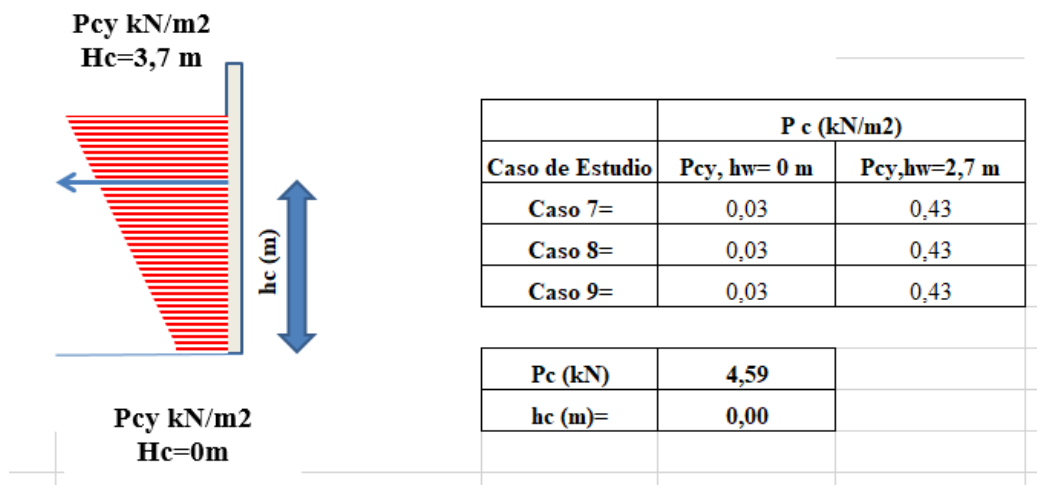


Fuente: Elaboracion propia.

En la figura 48, se representa (P_{cy}) que es la presión convectiva del agua sobre el muro para los casos del 7 al 9, esta presión se determina en función de las alturas del muro, nivel del agua e impulso del sismo, la misma se distribuye en forma de trapecio tomando sus máximos valores a la altura del agua y los mínimos en la base del tanque.

Figura 48

Presión Sísmica por Carga Convectiva, casos 7 al 9.



Fuente: Elaboracion propia.

3.3.5 Determinación del Espectro de Carga Sísmica

Para el cálculo del Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones sísmica se aplica las especificaciones que consta en la NEC 15 para Cuenca Ecuador, siendo las siguientes:

Tabla 14

Factores de calculo para el Espectro de Carga Sísmica

Casos	Z	S	I	Rwc	Rwi
1-3	0.4	1.20	1.25	1.0	2.75
4-9	0.4	1.20	1.25	1.0	4

Fuente: Elaboración Propia

Z = Factor de zona sísmica, el área de estudio se ubica en la provincia del Azuay cuyo factor Z equivale a 0.25 por hallarse en la zona 2, aceleración de 0,35g

La Zona Sísmica del Fuente ACI Comité 350 (2006) es análogo a las especificaciones de la NEC-SE-DS 2014. Al estar en la zona de sísmica 2, se asumirá como Zona 2, con una aceleración de 0.35 g (según NEC), semejante a la Zona 4 del ACI Comité 350 (2006) **Factor Z=0.4**

S = Coeficiente del perfil del sitio, simboliza las tipologías del suelo concernientes a la estructura, Como valor para el parámetro del suelo, según la Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2014 se considera el Tipo S3 de 1.4, siendo similar a lo que expone la norma ACI Comité 350 (2006) Perfil Tipo B, **S=1,20**.

I = Factor de importancia, se considera que él es un “Estanque cuyo contenido es usable para distintos propósitos después de un terremoto”, por lo que **I=1.25**

Para los modelos 1-3 **Rwi** se considerará de **2.75** por encontrarse apoyado sobre la superficie y para los casos 4-9 **Rwi** será de **4** ya que se consideran enterrados. Para todos los casos **Rwc** será **1.0** según lo establecido en la tabla 4(d), para realizar el cálculo del

espectro de carga me apoyaré en una hoja de Excel que nos brinda los resultados del análisis de las formulaciones expuestas en el apartado 2.7; el factor de amplificación sísmica; el periodo y la aceleración espectral como se puede observar en las tablas 15 y 16; además se presenta el esquema del espectro (ver figura 49 y 50) y facilita los datos que se requieren para simular el espectro en el software SAP2000.

Tabla 15

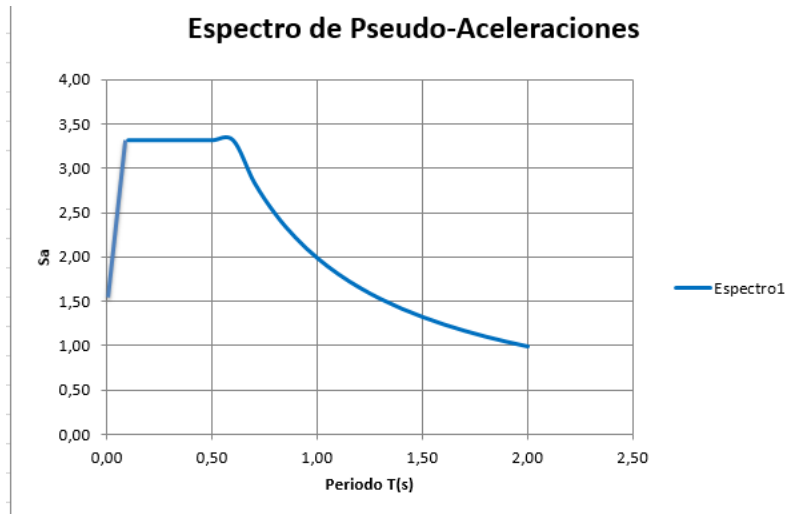
Determinación del Espectro, Tanque Enterrado.

Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral
C	T(s)	Sa(m/s²)
2,50	0,10	3,31
2,50	0,20	3,31
2,50	0,30	3,31
2,50	0,40	3,31
2,50	0,50	3,31
2,50	0,60	3,31
2,14	0,70	2,84
1,88	0,80	2,48
1,67	0,90	2,21
1,50	1,00	1,99
1,36	1,10	1,81
1,25	1,20	1,66
1,15	1,30	1,53
1,07	1,40	1,42
1,00	1,50	1,32
0,94	1,60	1,24
0,88	1,70	1,17
0,83	1,80	1,10
0,79	1,90	1,05
0,75	2,00	0,99

Fuente: Elaboración Propia

Figura 49

El Espectro para el Tanque Enterrado $R_{wi}=4$



Fuente: Elaboración propia

Tabla 16

Determinación del Espectro, Tanque Superficial

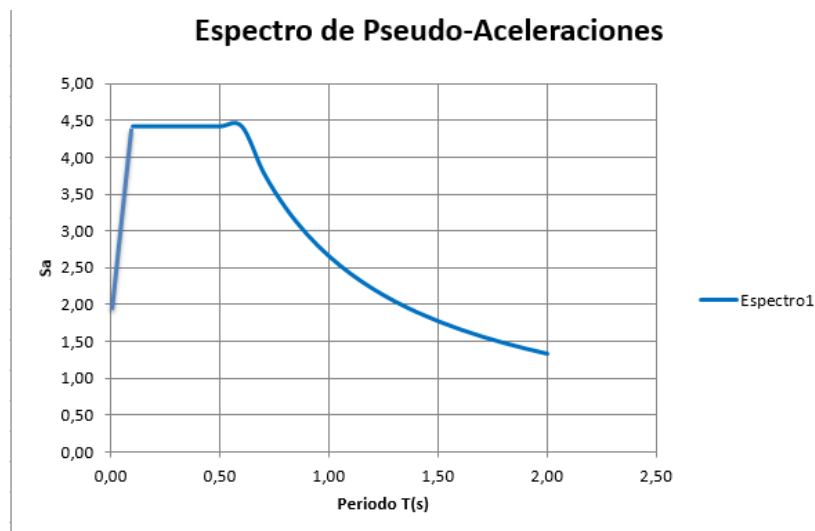
Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral
C	T(s)	Sa(m/s²)
2,50	0,10	4,41
2,50	0,20	4,41
2,50	0,30	4,41
2,50	0,40	4,41
2,50	0,50	4,41
2,50	0,60	4,41
2,14	0,70	3,78
1,88	0,80	3,31
1,67	0,90	2,94
1,50	1,00	2,65

1,36	1,10	2,41
1,25	1,20	2,21
1,15	1,30	2,04
1,07	1,40	1,89
1,00	1,50	1,77
0,94	1,60	1,66
0,88	1,70	1,56
0,83	1,80	1,47
0,79	1,90	1,39
0,75	2,00	1,32

Fuente: Elaboración propia

Figura 50

El Espectro para el Tanque Superficial $R_{wi}=2.75$



Fuente: Elaboración propia.


3.4 Realización del modelo estructural y asignación de cargas en el software SAP2000.

3.4.1 Propiedades del Material a utilizarse (Ferrocemento)

Dentro del Software SAP 2000 no existe la opción para ingresar directamente datos del material Ferrocemento; razón por la cual, debo elegir la opción Add New Material para ingresar datos de un nuevo material como en este caso son los datos relacionados al Ferrocemento. Las características resultantes de este proceso se asignarán posteriormente al muro y esto servirá como base para el cálculo de peso propio y las deformaciones de la estructura.

Figura 51

Asignación del material

 Material Property Data

General Data	
Material Name and Display Color	FERROCEMENTO
Material Type	Concrete
Material Grade	
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass		Units
Weight per Unit Volume	23,536	KN, m, C
Mass per Unit Volume	2,4	

Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	26000000,
Poisson, U	0,2
Coefficient Of Thermal Expansion, A	9,900E-06
Shear Modulus, G	10833333,

Other Properties For Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	30000,
Expected Concrete Compressive Strength	30000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fuente. Software SAP 2000

3.4.2 Asignación de las cargas

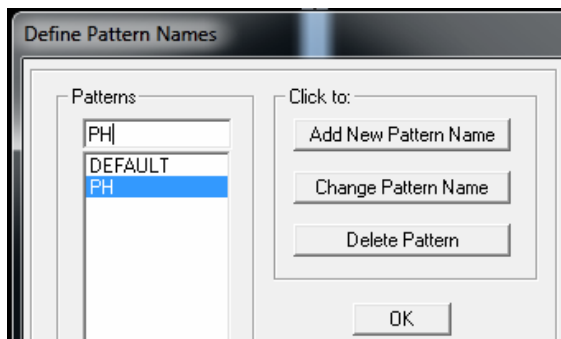
En la opción Define-Load Cases se ingresa los diferentes tipos de cargas que actuarán en el reservorio: carga muerta, sísmica, empujes hidrostáticos y empujes de suelo.

Peso propio o Carga muerta: El programa Sap2000 realiza un cálculo automático del peso propio de los materiales previo al ingreso de los datos respectivos del Ferrocemento. Se muestra en el enunciado 3.1.

Carga de agua: Es necesario establecer un sistema de cargas, los mismos que serán dados por un patrón específico que tiene el Programa llamado PH, el cual es asignado desde la base hasta la altura como carga distribuida en forma de triángulo a la estructura general. Este proceso sirve para analizar la presión hidrostática en el tanque, específicamente en sus paredes, para ello se utiliza la opción Define-Join Pattern (figura 52).

Figura 52

Definición de cargas

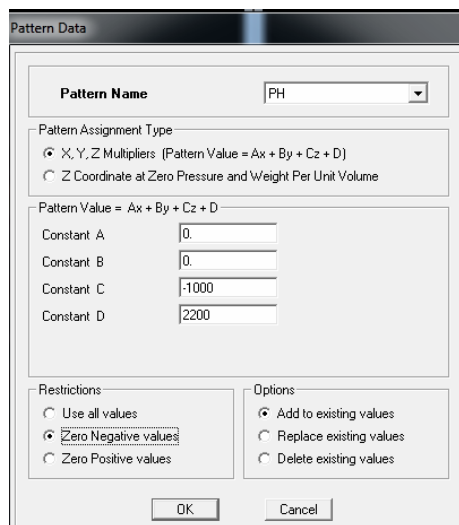


Fuente. Software SAP 2000

La Figura 53 muestra la ventana de datos de patrones, donde se ingresa los valores de la acción de la carga.

Figura 53

Asignación del área de distribución de la carga.



Fuente. Software SAP 2000

El resultado del análisis generado en los estanques (depósitos de agua) es dado por la acción que realiza el agua en estado de reposo en la parte interior del reservorio, el cual es modelado mediante una carga triangular hasta la altura de la columna de agua.

Tabla 17

Presión Hidrostática

Casos	Altura del Tanque (m)	Altura del Agua (m)	Presión hidrostática (kN/m ²)	σ_w
1 al 3	2.5	2.2	2.2	
4 al 6	3	2.70	2.7	
7 al 9	4	3.7	3.7	

Fuente. Elaboración propia

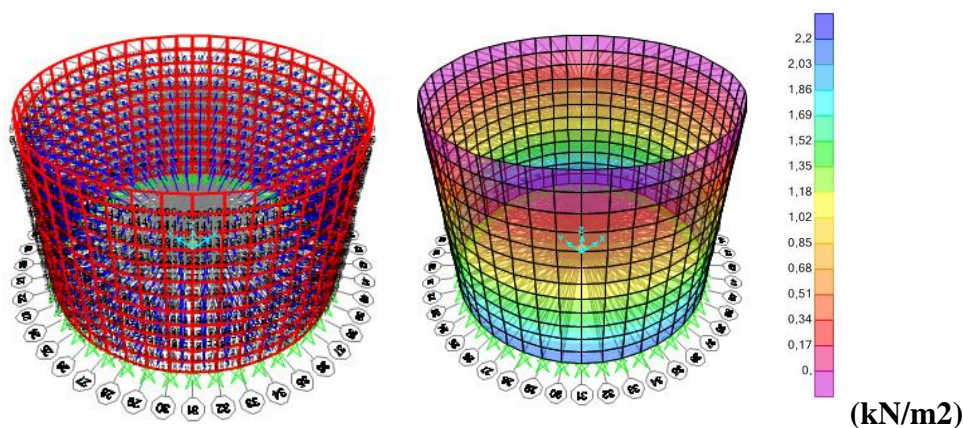
En las figuras 54, 55 y 56 se representa el esquema de presiones del agua en los muros después de asignadas las cargas en el software, como mencionamos anteriormente la

presión del agua tiene una trayectoria triangular tomando un valor igual a la altura del elemento por el peso propio del agua, siendo máximo en la base de la estructura e igual a cero en la altura del nivel freático.

En el software a partir de la distribución de presiones, se observa el uso de un código de colores y la escala de valores a la derecha de mayor a menor para cada caso estudiado, la barra a la derecha indica los valores para cada tono de color (de mayor a menor de arriba hacia abajo). Como se podrá apreciar, en todas las gráficas aparece un valor máximo de color azul fuerte en la base de la estructura; y cero, señalado con el color magenta en la superficie de las mismas.

Figura 54

Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 1 al 3 referentes a la carga hidrostática.

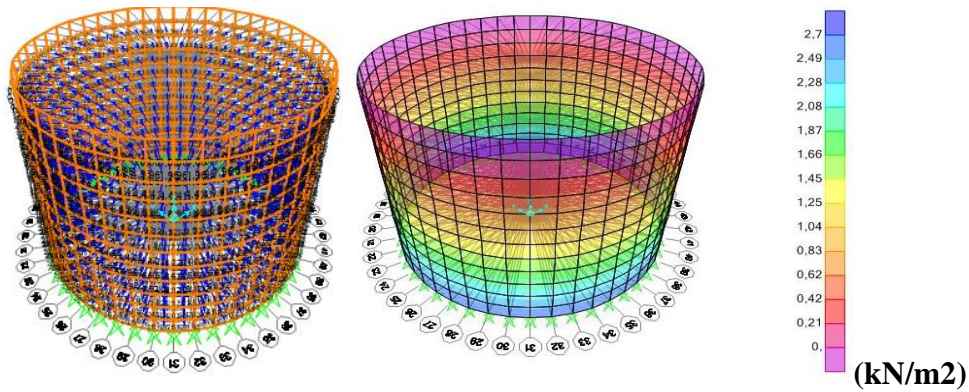


Fuente. Software SAP 2000

Presión Hidrostática: Máxima: 2,2 kN/m^2 (color azul) y Mínima: 0 kN/m^2 color rosado. Ubicación: Máxima presión: Parte inferior del tanque y Mínima presión: a 2,2 m.

Figura 55

Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 4 al 6 referentes a la carga hidrostática.

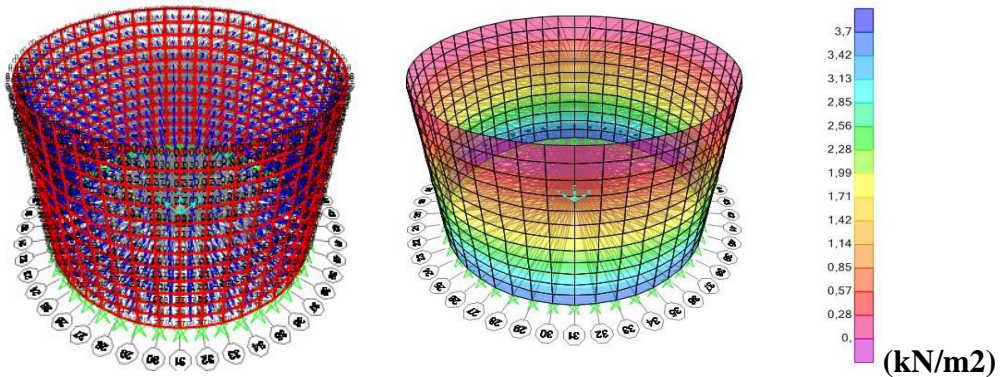


Fuente. Software SAP 2000

Presión Hidrostática: Máxima: 2,7 kN/m² (color azul) y Mínima: 0 kN/m² color rosado. Ubicación: Máxima presión: Parte inferior del tanque y Mínima presión: a 2,70 m.

Figura 56

Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 7 al 9 referentes a la carga hidrostática.



Fuente. Software SAP 2000

Presión Hidrostática: Máxima: 3,7 kN/m² (color azul) y Mínima: 0 kN/m² color rosado. Ubicación: Máxima presión: Parte inferior del tanque y Mínima presión: a 3,70 m.

3.4.3 Carga del Suelo

El sistema de trabajo es igual al visto en el apartado anterior con el tema de la carga de agua. De igual manera se utiliza la opción Define-Join Patterns para crear un patrón de cargas (PS), luego se selecciona la opción Pattern Name para colocar las ubicaciones correspondientes al eje X, Y, Z; y, por último, se selecciona el empuje que en esta ocasión es activo.

Se selecciona el empuje activo porque el tanque se encuentra liberado en la parte superior de la estructura y se considera afectado por los desplazamientos del terreno. Para el análisis se consideraron los valores que se muestran en la tabla 18.

En la figura 57 se muestra la distribución de presiones para el caso 7, donde la altura del terreno es de 2.7m.

El valor negativo que se muestra en el Software Fig. 58 va a indicar la posición del empuje en la pared exterior de la estructura. En la figura 57 se presenta el valor de la presión respecto al empuje de la tierra para el mismo caso 7.

Figura 57

Asignación de la carga de suelo

Assign Joint Pattern Data

General

Joint Pattern Name: P.EMPUJE DE TIERRAS

Pattern Assignment Type

X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)

Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

Constant A: 0 1/m

Constant B: 0 1/m

Constant C: -1 1/m

Constant D: 2,7

Restrictions

Use All Values

Zero Negative Values

Zero Positive Values

Options

Add to Existing Values

Replace Existing Values

Delete Existing Values

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Fuente. Software SAP 2000

Figura 58

Asignación de la presión respecto al Empuje de tierras.

Assign Area Surface Pressure Loads

Load Pattern

Load Pattern: EMPUJE DE TIERRAS

Loaded Face

Top

Bottom

Edge

Edge Face Number:

Pressure

By Element

Pressure: 42,52 kN/m²

By Joint Pattern

Joint Pattern:

Multiplier:

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Fuente. Software SAP 2000

El empuje de tierra en los reservorios analizados, corresponden al empuje que ejerce la tierra sobre la cara exterior del reservorio, dando como resultado una distribución de carga triangular sobre la totalidad o parcialidad del muro. Cabe señalar, que los mencionados reservorios están enterrados hasta una altura igual al nivel del agua.

El cálculo de los valores expuestos aquí fue determinado a partir del software GEO 5 en el enunciado 3.3.2 cómo se detalla en la tabla 18 a continuación:

Tabla 18

Resumen del Empuje del Diagrama de Presiones

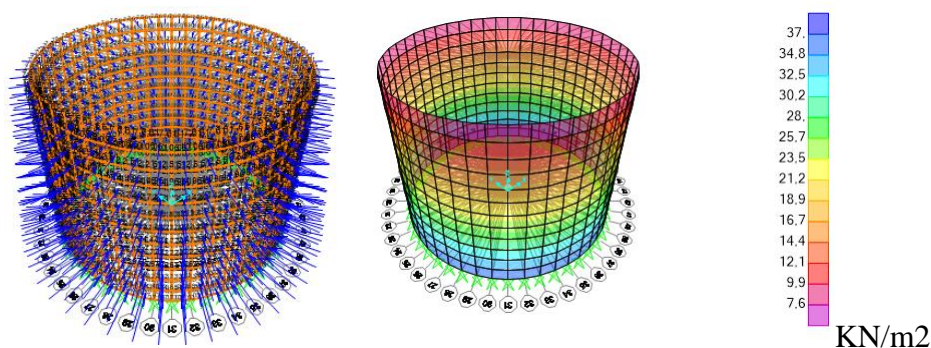
Caso	Presión horizontal (kN/m ²)	Punto de aplicación (m)
4 al 6	27.31	1.85
7 al 9	42.52	2.61

Fuente. Elaboración propia

En las figuras 59 y 60 se muestra el empuje de tierras resultantes, para los casos del 4 al 9 con valores máximos de 27,31kN/m² y 42.52 kN/m²; los mismos, que están señalados de color azul en la base de los muros; y, valores de cero en la superficie de la estructura señalada con color magenta.

Figura 59

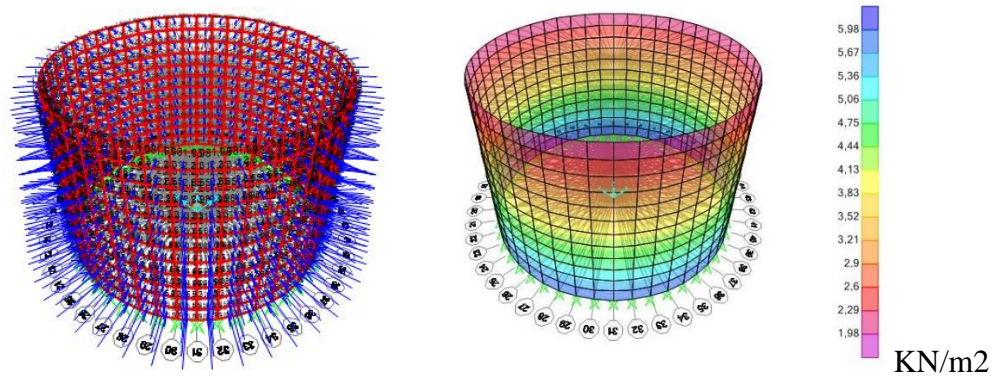
Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 4 al 6 referentes al Empuje de Tierras.



Fuente. Software SAP 2000

Figura 60

Diagrama de presiones en la superficie en los Casos 7 al 9 referentes al Empuje de Tierras.



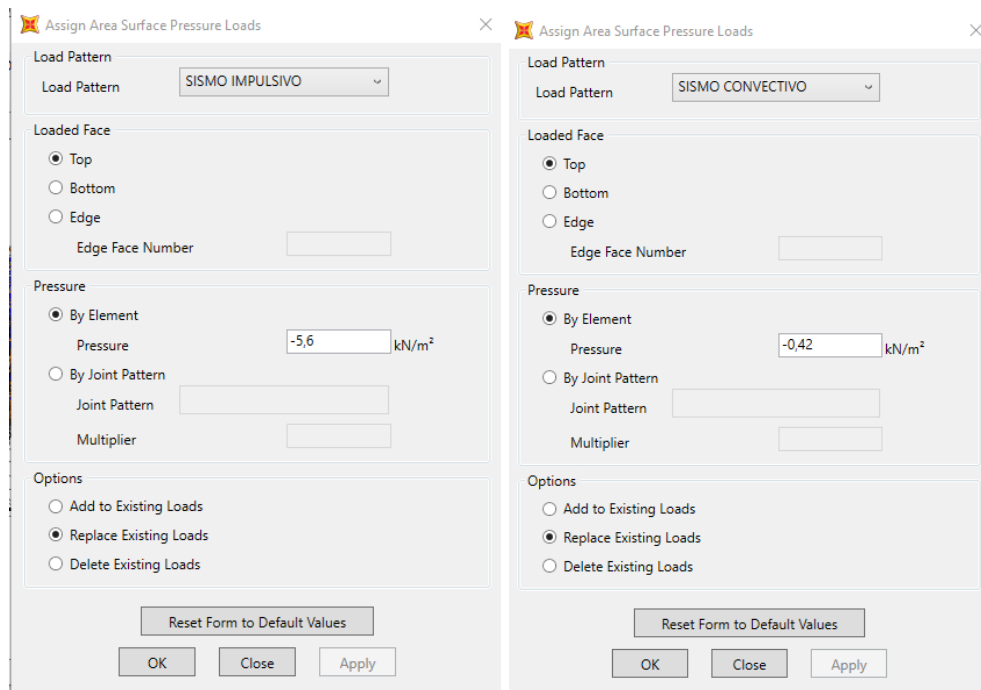
Fuente. Software SAP 2000

3.4.4 Asignación de la carga de sismo impulsiva y convectiva

Las masas para los empujes impulsivos y convectivos, a partir de su altura y valores de cargas determinados en el enunciado 3.3.4, se procesa mediante el uso de elementos Frame, los mismos no constan de peso ni masa, por lo que funciona como ayuda para la proporción de cargas Convectivas, Impulsivas y de Peso (en este caso el del propio tanque) y con la opción Load, se ingresa las cargas para determinar los empujes máximos producidos por dichos movimientos telúricos; aquí se representa las cargas impulsivas y convectivas del caso de estudio número 5, que se muestra en las figura 61.

Figura 61

Carga de sismo convectiva e impulsiva.



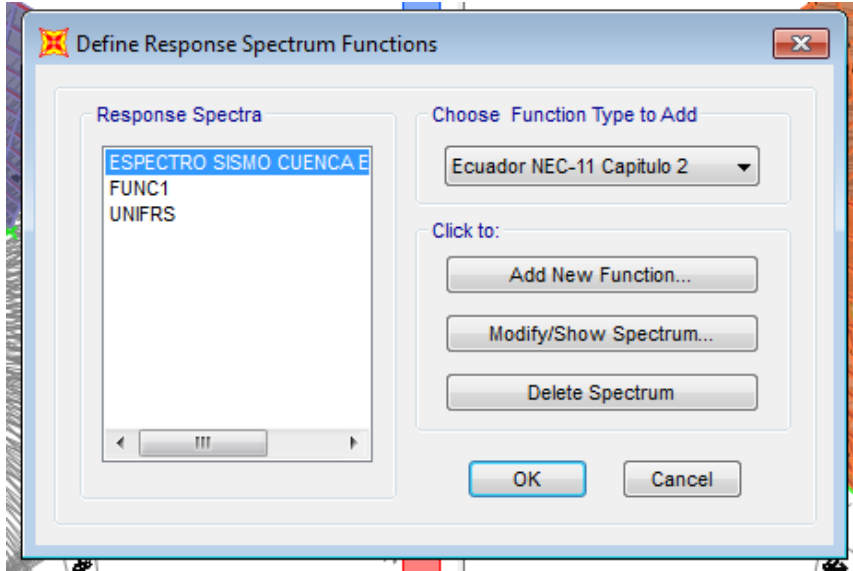
Fuente. Software SAP 2000

3.4.5 Asignación del Espectro de Carga

Se realizará la modelación Sísmica en SAP2000 mediante un análisis espectral, para ello se utilizaron los factores recomendado por la NEC para lo cual se suministraron los datos del espectro de diseño en aceleración sísmica $S_a(T)$ de Cuenca Ecuador, determinado en el apartado 3.3.5, este análisis se utilizara principalmente para las combinaciones de cargas, en las imágenes siguientes se muestran el proceso de subida de los datos al software, en la figura 62 se muestra cómo define el espectro de cargas y en la figura 68 se muestra cómo queda el espectro en el software después de subido los valores con los datos de periodo y aceleración espectral resultante de los cálculos planteados en el apartado 3.3.5.

Figura 62

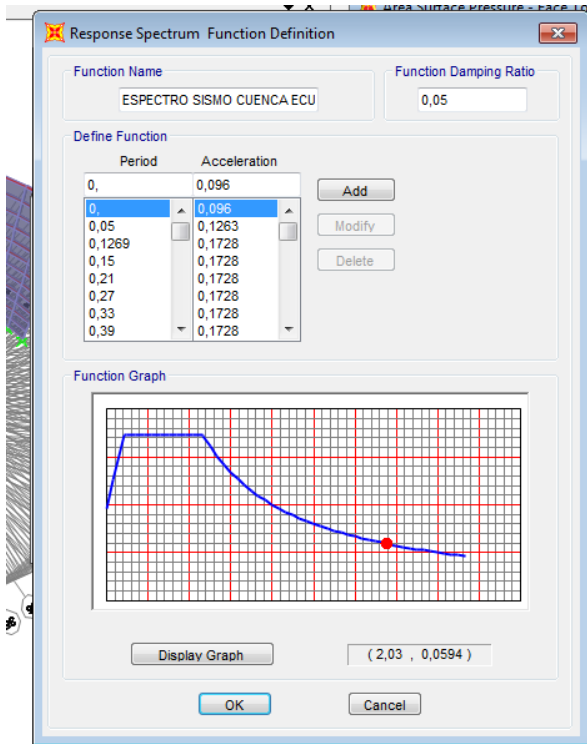
Espectro de Diseño de Aceleración Sísmica (T) de Cuenca Ecuador.



Fuente. SAP 2000. Definición del Espectro Sísmico de Cuenca - Ecuador

Figura 63

Espectro de Aceleración Sísmica de Cuenca.



Fuente. SAP 2000. Definición del Espectro Sísmico de Cuenca - Ecuador

3.4.6 Combinaciones de cargas

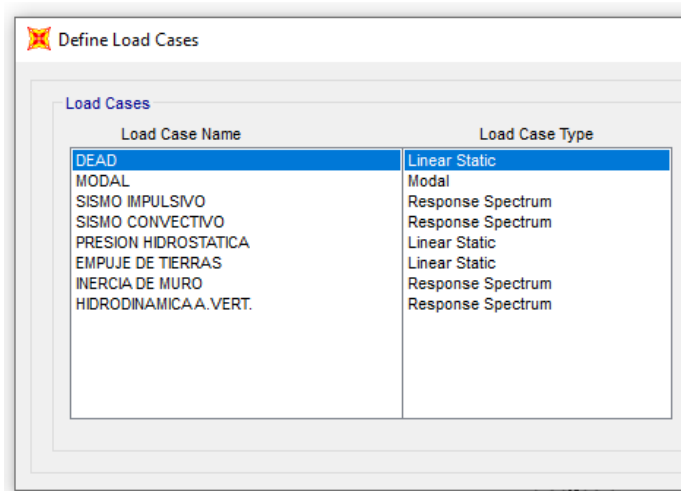
Después que se asignaron las cargas a los modelos se definieron las combinaciones de carga a emplear para los distintos casos:

- Combinación 1(caso 1al 3) - 1.2C.muerta + 1.2 C.agua +1 C. sismo.
- Combinación 2 (caso 1al 3) - 0.9 C. muerta + 1.2 C. agua +1 C.sismo.
- Combinación 3(caso 1al 3) - 1.2C. muerta + 1 C. sismo (tanque vacío).
- Combinación 4 (caso 1al 3) - 0.9 C. muerta +1 C. sismo (tanque vacío).
- Combinación 1(caso 4al 9) - 1.2 C. muerta +1.2 C. agua +1 C. sismo + 1.6 C. suelo.
- Combinación 2 (caso 4al 9) - 0.9 C. muerta +1.2 C. agua +1 C. sismo + 1.6C.suelo.
- Combinación 3(caso 4al 9) - 1.2Cmuerta +1 C sismo + 1.6 C suelo (tanque vacío).
- Combinación 4 (caso 4al 9) - 0.9 C. muerta +1 C. sismo + 1.6 C. suelo (tanque vacío).

La figura 64 muestra la definición de los casos de cargas en el modelos y los define como análisis lineal o espectro sísmico.

Figura 64

Definición de los casos de cargas.



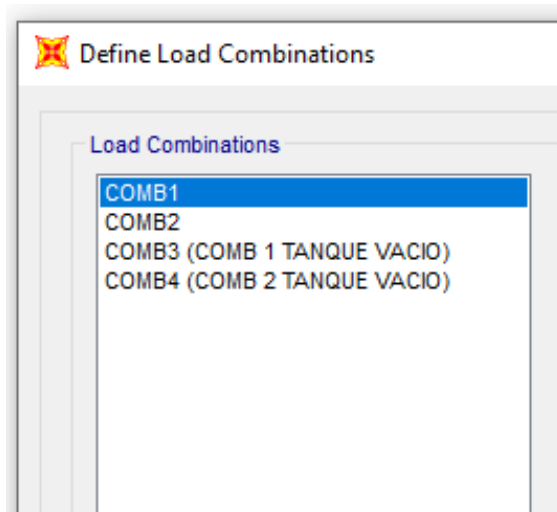
Load Case Name	Load Case Type
DEAD	Linear Static
MODAL	Modal
SISMO IMPULSIVO	Response Spectrum
SISMO CONVECTIVO	Response Spectrum
PRESION HIDROSTATICA	Linear Static
EMPUJE DE TIERRAS	Linear Static
INERCIA DE MURO	Response Spectrum
HIDRODINAMICAA.VERT.	Response Spectrum

Fuente. Software SAP 2000

La figura 65 muestra las combinaciones de cargas ingresadas para el análisis de los modelos. Estas combinaciones se detallan en las siguientes figuras donde se muestran los valores para cada combinación.

Figura 65


Definición de las combinaciones de cargas para el caso 5.



Fuente. Software SAP 2000

Figura 66

Combinación 1(1.2 C. muerta +1.2 C.agua +1 C. sismo + 1.6 C. suelo).

 Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

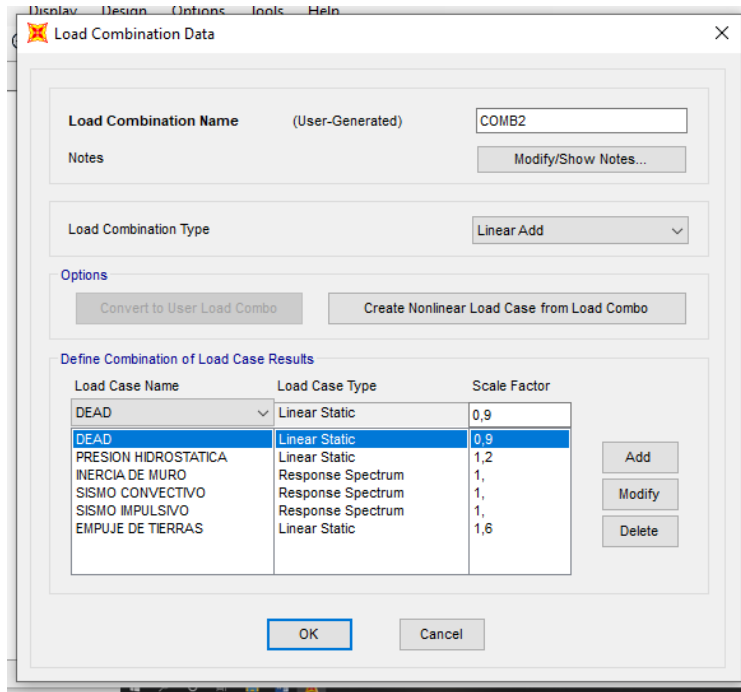
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,2
DEAD	Linear Static	1,2
PRESION HIDROSTATICA	Linear Static	1,2
INERCIA DE MURO	Response Spectrum	1,
SISMO CONVECTIVO	Response Spectrum	1,
SISMO IMPULSIVO	Response Spectrum	1,
EMPUJE DE TIERRAS	Linear Static	1,6

Fuente. Software SAP 2000

Figura 67

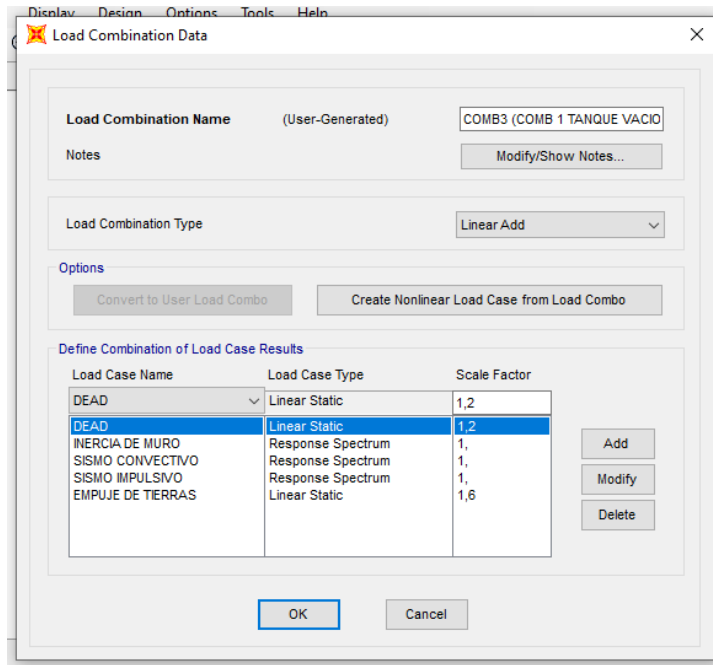
Combinación 2 (- 0.9 C. muerta +1.2 C. agua +1 C. sismo + 1.6C.suelo).



Fuente. Software SAP 2000

Figura 68

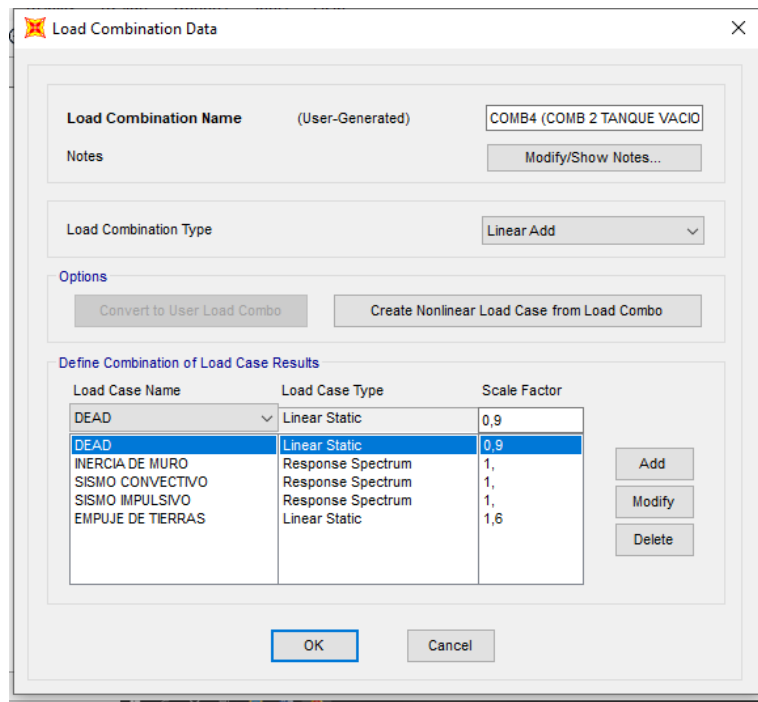
Combinación 3 (- 1.2Cmuerta +1 C sismo + 1.6 C suelo (tanque vacío)).



Fuente. Software SAP 2000

Figura 69

Combinación 4 (- 0.9 C. muerta + 1 C. sismo + 1.6 C. suelo (tanque vacío)).



Fuente. Software SAP 2000

3.5 Realización del Modelo del Empuje de suelos software Geo 5.

Para realizar el análisis de las presiones del suelo se procede a elaborar un ejemplo aplicando el Software Geo 5.

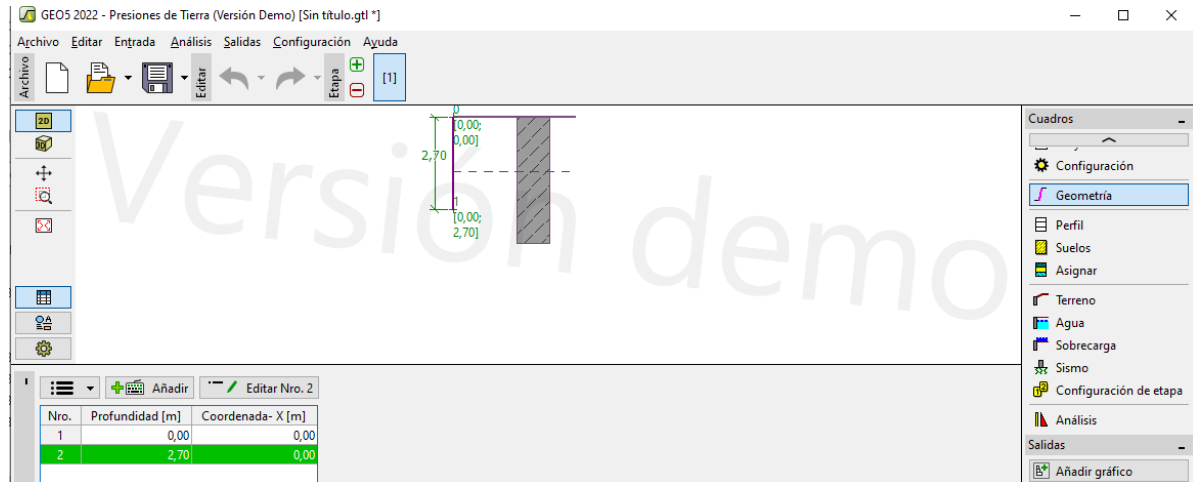
3.5.1 Asignación de la Geometría de la Estructura.

Para el análisis de la geometría de la estructura en estudio se define la altura de los muros con el propósito de obtener los respectivos modelos de empujes de tierras. Para los casos del 4 al 6; y, del 7 al 9; se tomarán las alturas 3m y 4m, respectivamente; así mismo en profundidad de enterramiento de 2.7m y 3.7m, respectivamente para cada uno de los grupos de casos antes indicado, como se muestra en la tabla 8 del enunciado 3.1.4.

En la figura 70 se muestra el detalle del ejemplo de la geometría del caso 4.

Figura 70

Geometria, Plantilla de Trabajo Software GEO5.



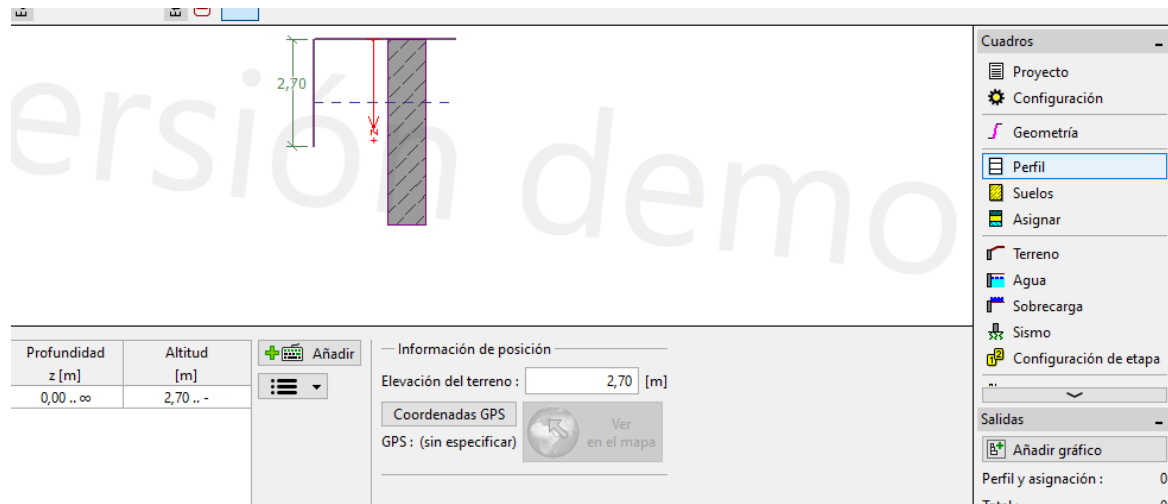
Fuente: Software GEO 5

3.5.2 Definición del Perfil del Suelo.

Después de definir la geometría se procede a definir el perfil del suelo, para lo cual se toma un solo estrato de tierra alrededor del tanque, como se muestra en la figura 71; así mismo, se representa la profundidad Z del suelo para los dos grupos de casos en estudio antes indicados, siendo de: 2.7m y 3.7m, respectivamente.

Figura 71

Definición del Perfil del Suelo.



Fuente: Software GEO 5

3.5.3 Definición y Asignación de las Propiedades del Suelo.

En la figura 72 se indica el proceso para el ingreso de los valores de las propiedades del suelo obtenidos anteriormente y que constan en el enunciado 3.1.3 del trabajo de investigación.

El Software GEO 5 propone un ángulo de fricción entre el suelo y el muro de 10° el cual se determina a partir de la norma ACI.

Figura 72

Propiedades del suelo.

The image shows a software dialog box titled "Añadir suelos" (Add soils) with a tab labeled "Editar" (Edit). The dialog is organized into several sections:

- Identificación:** A text input field for "Nombre:" containing the text "Suelo".
- Datos Básicos:**
 - "Peso unitario:" with a value of $\gamma = 18,00$ [kN/m³].
 - "Estado de tensión:" with a dropdown menu set to "efectivo".
 - "Ángulo de fricción interna:" with a value of $\varphi_{ef} = 30,00$ [°].
 - "Cohesión de suelo:" with a value of $c_{ef} = 0,00$ [kPa].
 - "Ángulo de fricción estructura-suelo:" with a value of $\delta = 10,00$ [°].
- Presión en reposo:** A dropdown menu for "Suelo:" set to "granular".
- Subpresión:**
 - "Modo de cálculo de subpresión:" with a dropdown menu set to "Estándar".
 - "Peso unitario de suelo saturado:" with a value of $\gamma_{sat} = 18,00$ [kN/m³].

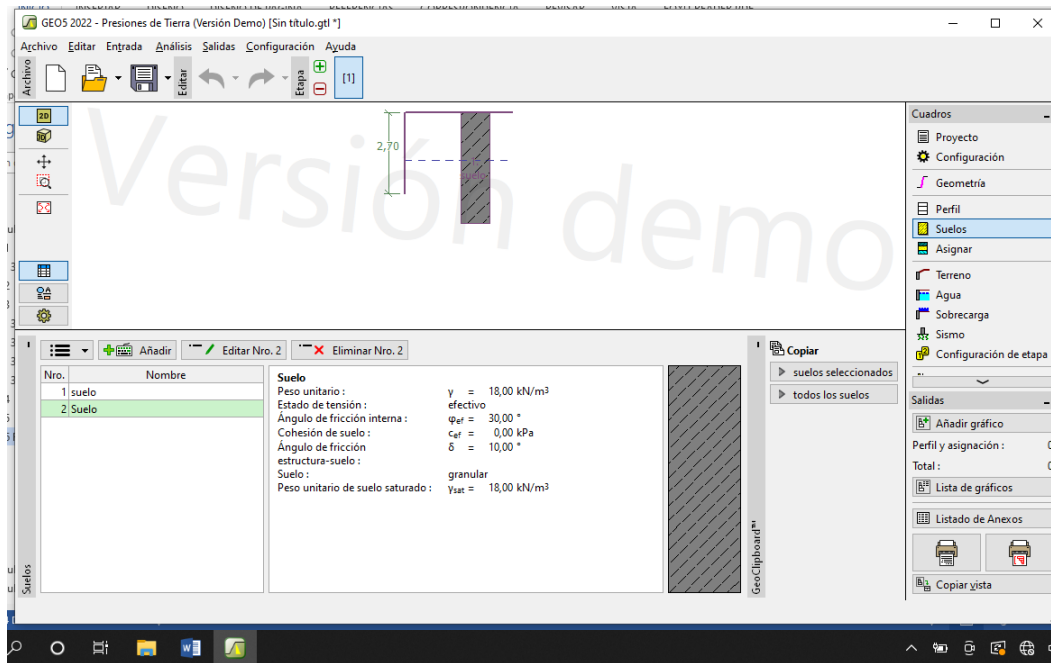
At the bottom of the dialog are two buttons: "Clasificar" and "Limpiar". On the left side of the dialog, there is a vertical list with a blue "Añadir" button and a "Nombre" label.

Fuente: Software GEO 5

La figura 73 muestra los resultados de las propiedades del suelo del modelo estudiado.

Figura 73

Asignación de las propiedades del suelo.



Fuente: Software GEO 5

Como en el modelo del tanque estudiado no se consideran sobrecargas se procede directamente al análisis de los resultados. Estos se muestran en el enunciado 3.3.2 para cada uno de los casos de estudios.

Capítulo 4.- Análisis y discusión de los resultados

Se realizó la modelación estructural de los tanques en el Programa de Diseño Estructural SAP 2000, según los casos definidos en el capítulo 3, Tabla 8, los mismos que serán analizados bajo las cargas de servicios: Carga Muerta, Carga de Sismo, Carga Hidrostática y Empuje de Tierras (únicamente para los casos 4 al 9 que son enterrados), considerando el tanque lleno y vacío.

En este capítulo se analizará la respuesta de cada modelo con sus diferentes condiciones de altura, diámetro y espesor de los tanques; y, posteriormente se procederá a comparar los esfuerzos y deformaciones dentro de los parámetros de diseños investigados y que consta en el Capítulo 3.

4.1 Análisis y modelamiento estructural de los tanques en el software SAP 2000.

Para el análisis de los valores resultantes se realiza un resumen tabulado de los valores obtenidos del Software; que, a su vez, es representado por imágenes correspondientes a esfuerzos y deformaciones.

Para el diseño se considerarán las siguientes combinaciones de cargas para los distintos casos:

- Combinación 1(caso 1al 3) - 1.2C.muerta + 1.2 C.agua +1 C. sismo.
- Combinación 2 (caso 1al 3) - 0.9 C. muerta + 1.2 C.agua +1 C.sismo.
- Combinación 3(caso 1al 3) - 1.2C. muerta + 1 C. sismo (tanque vacío).
- Combinación 4 (caso 1al 3) - 0.9 C. muerta +1 C. sismo (tanque vacío).
- Combinación 1(caso 4al 9) - 1.2 C. muerta +1.2 C. agua +1 C. sismo + 1.6 C. suelo.
- Combinación 2 (caso 4al 9) - 0.9 C. muerta +1.2 C. agua +1 C. sismo + 1.6C.suelo.
- Combinación 3(caso 4al 9) - 1.2Cmuerta +1 C sismo + 1.6 C suelo (tanque vacío).

- Combinación 4 (caso 4al 9) - 0.9 C. muerta +1 C. sismo + 1.6 C. suelo (tanque vacío).

Los resultados de los esfuerzos que se obtiene del software los representa en una escala de colores: donde los tonos azules son las resultantes máximas positivas del esfuerzo; y los tonos magentas, los esfuerzos máximos negativos del modelo analizado.

Por consiguiente, las áreas azules representan las secciones: a tracción; y los magentas, a compresión. En varias ocasiones se presentan resultados en colores amarillos o verdes claros, estas áreas del elemento presentan valores intermedios con respecto a los esfuerzos al que se encuentran los elementos del muro del tanque.

En el caso de las deformaciones el software no presenta una escala de colores, solo refleja la imagen del elemento deformado, cuyo color dependerá del tono que se le haya asignado al muro. Los valores de los esfuerzos resultantes se representan con S en (Mpa) y deformaciones máximas con U en (mm).

En la Tabla 19 se presentan los parámetros de diseño admisibles que deben cumplir los tanques de ferrocemento analizados en el Software, estos valores son convertidos a Mega pascales (Mpa) para facilitar la comparación con los resultados que se obtenga del software. En cuanto a las deformaciones se determinarán por la relación de $L/1000$, los cuales se compararán con las deformaciones máximas obtenidas para cada esfuerzo. Los valores obtenidos producto a los esfuerzos: S11 (esfuerzo que responde a las acciones de cargas en dirección de X); y, S22 (esfuerzo que responde a las acciones de cargas en dirección de Y) a tracción y compresión, se compararán con las resistencias: a tracción y compresión de cada modelo para cada empuje analizado.

Tabla 19

Parámetros Admisibles para el Diseño de Tanques de Ferrocemento.

Parámetros	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Rest. Compresión (Mpa)	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6
Rest. Tracción (Mpa)	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Deformaciones (mm)	2.5	2.5	2.5	3	3	3	4	4	4

Fuente: Elaboración Propia

4.2 Resultados de la modelación para los 9 casos de estudio.

A continuación, se presentaran los resultados de la modelación en el software SAP 2000 para cada tanque de los presentados en la tabla 8 del apartado 3.1.4, estos modelos se trabajaron mediante las condiciones y características presentadas en los diferentes enunciados del capítulo 3.

4.2.1 Resultado de la modelación para el tanque 1.

El tanque número uno presenta: un diametro de 4 m; altura de 2.5m; y, espesor de 0.03 m; la altura del nivel del agua la encontramos a los 2.2m. Los resultados del modelo se analizarán para los distintos estados de cargas a los cuales se sometió, determinando los valores de los esfuerzos a tracción y compresión, tambien se consideraron las deformaciones para cada caso los cuales se presentan en la tabla 20.

Tabla 20

Resultados del Tanque 1.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.00515	0.223	0.08862	0.2127	0.00254
Hidrostática	1.368	0.03513	0.9584	0.9604	0.1321
Comb. 1	1.374	0.05123	0.8948	1.04618	0.368
Comb. 2	1.441	0.04902	0.95871	1.07277	0.385
Comb. 3	0.00618	0.26817	0.10634	0.25531	0.055
Comb. 4	0.00463	0.20113	0.07976	0.19148	0.042
Sis Impulsivo	0.00606	0	0.00875	0	0.322
Sis Convectivo	0.00573	0.00487	0.0084	0	0.33
Envolvente(max)	2.3489	0.11631	1.046	1.932	0.322
Envolvente(min)	0.00226	0.26817	0.08979	1.07227	0.322

Fuente: Elaboración Propia

De los resultados del modelo que se presentan en la tabla 20, se puede observar que el mayor esfuerzo a tracción, es de: 1.44 Mpa respecto a la combinación 2 (0.9 C muerta +1.2 Cagua +1 C sismo), este valor al igual que el resto de los esfuerzos a tracción es inferior a los 3 Mpa, quedando dentro de los parámetros establecidos que corroboran a ser un modelo con un buen comportamiento a tracción.

En lo que se refiere a compresión, el valor máximo es de 1.07 Mpa respecto a la combinación 2 (0.9 C muerta +1.2 Cagua +1 C sismo), este valor es inferior a los 12.6Mpa establecido dentro de los parámetros de diseño.

Para el caso de la envolvente los máximos valores a tracción son de 2.34 Mpa y a compresión 1.93 Mpa y las deformaciones 0.322mm, con lo que se ratifica que el modelo presenta un buen comportamiento frente a los factores analizados.

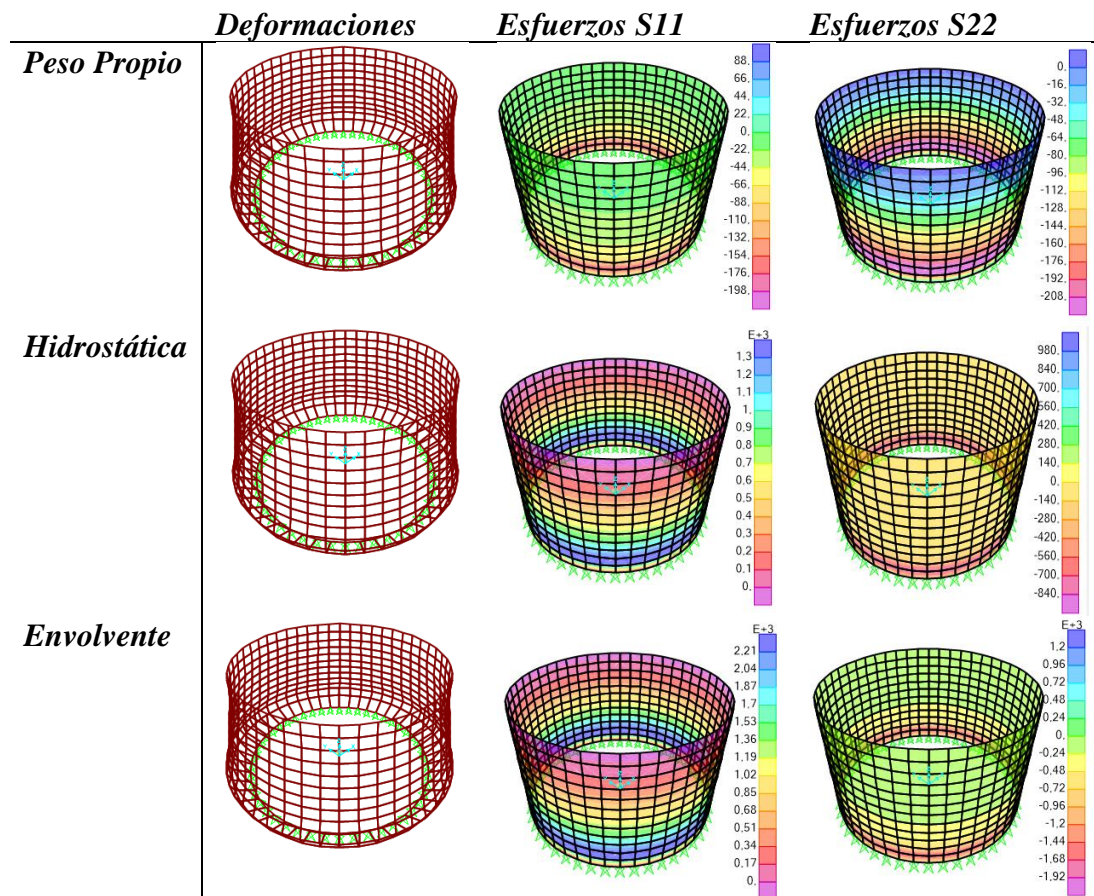
En cuanto a la deformación el modelo presenta un valor máximo de deformación de 0.385mm para los empujes respecto a la combinación 2, siendo inferior a los 2.5mm de

deformación máxima que puede sufrir el elemento, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

En la figura 74 se puede prestar atención a la distribución de deformaciones y esfuerzos para el tanque 1. Los esfuerzos máximos se concentran en la base de la estructura y se distribuyen en la pared del tanque hasta llegar a cero en la parte superior de la estructura. Los esfuerzos en dirección de x (S11) presentan una distribución radial que va disminuyendo en función de la altura; y los esfuerzos en dirección de Y (S22), aunque también presentan una distribución radial, los máximos esfuerzos se concentran en la base del tanque, que posteriormente se distribuyen uniformemente en la pared del tanque.

Figura 74

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 1.



Fuente: Elaboración Propia

4.2.2 Resultados de la modelación para el Tanque 2

El modelo propuesto para el tanque 2, presenta: un diámetro de 4m; una altura de 2.5m; y, un espesor de 0.05m. Este tanque se encuentra sometido a las cargas: Carga muerta (peso propio); carga hidrostática; y, carga de sismo.

Tabla 21

Resultados de la modelación del Tanque 2.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.00186	0.01143	0.00228	0.06297	0.003
Hidrostática	0.80378	0.02658	0.54683	0.61455	0.0742
Comb. 1	1.44092	0.09421	0.86427	1.30458	0.3657
Comb. 2	1.44064	0.09078	0.87874	1.28686	0.3588
Comb. 3	0.47950	0.06657	0.20809	0.56714	0.2351
Comb. 4	0.479508	0.066576	0.20809	0.56714	0.2351
Sism Impulsivo	0.00972	0.00161	0.00361	0	0.0393
Sismo convectivo	0.00101	0.00171	0.00369	0	0.0393
Evolvente(max)	2.44092	0.06658	0.87874	0.56714	0.2964
Envolvente(min)	0.4795	0.09421	0.20809	1.304	0.2964

Fuente: Elaboración Propia

El tanque número 2, el máximo esfuerzo a tracción está representado en la combinación 1 (1.2Cmuerta +1.2 Cagua +1C sismo) con un valor de 1.44 Mpa, producto combinado del peso propio, sismo e hidrostático que actúan en el interior del tanque, siendo este valor inferior a los 3Mpa determinados como límite del comportamiento a tracción de la estructura, quedando dentro de los parámetros establecidos que corroboran a ser un modelo con un buen comportamiento a tracción.

El máximo esfuerzo a compresión que sufre este tanque es de 1.3 Mpa para la combinación 1 (1.2Cmuerta +1.2 Cagua +1C sismo), siendo inferior a los 12.6Mpa tomados

como base para el diseño; este valor es resultante de los empujes en Y(S22) cuando actúan los empujes desde el interior del tanque.

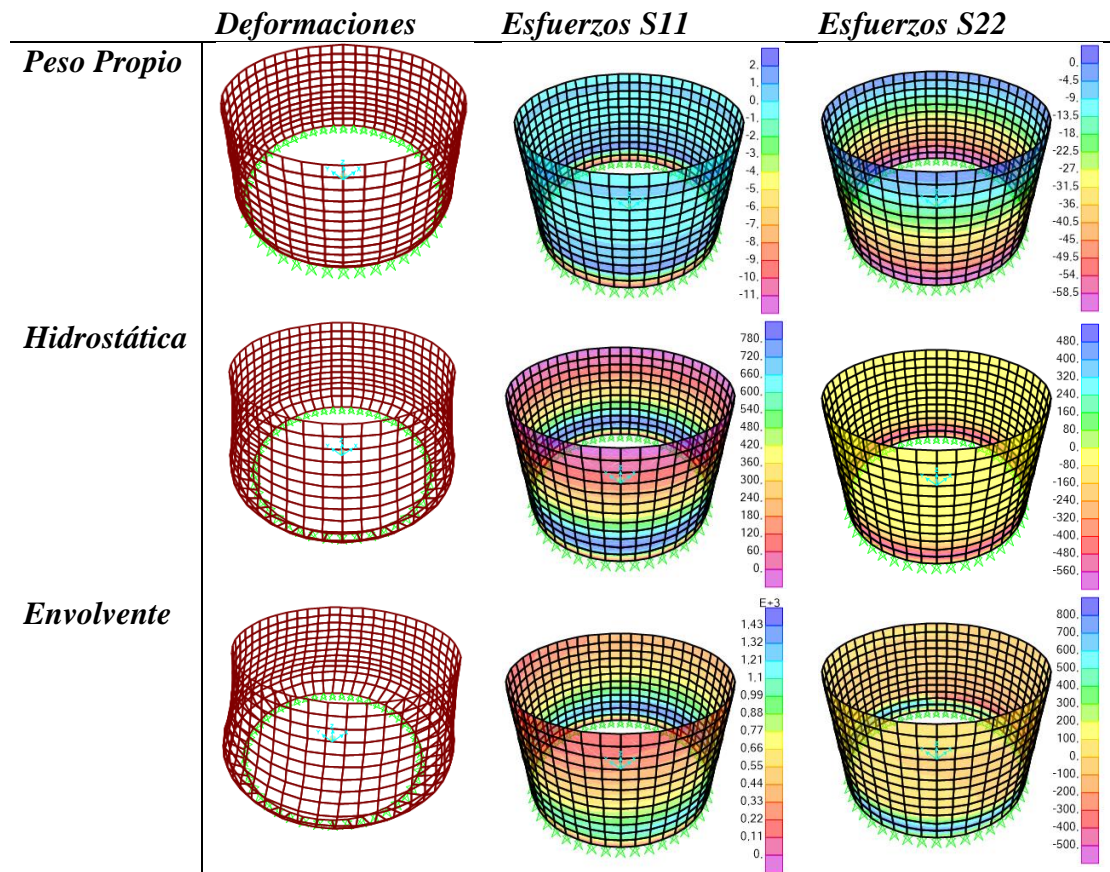
Cuando analizamos la envolvente de las combinaciones de cargas podemos observar, que los máximos esfuerzos a tracción son de 2.4 Mpa y compresión de 1.3 Mpa, esto nos permite afirmar que de manera general el modelo presenta un buen comportamiento a tracción y compresión, ya que para ninguno de los casos estudiados se superan los valores de 3Mpa y 12.6Mpa, límites de dichos esfuerzos.

Los mayores valores de deformación de la estructura son de: 0.0742mm respecto al empuje hidrostático; 0.36mm respecto a la combinación 1; y, 0.29mm respecto a la envolvente de las combinaciones de cargas, siendo inferior a los 2.5mm que es la máxima deformación la cual puede ser sometido el tanque.

En la figura 75, se presentan los diagramas de esfuerzos y deformaciones resultantes del software SAP2000. Se puede observar, que las deformaciones son máximas en la base de la estructura y los esfuerzos siguen una distribución radial, siendo máximos en la base y van disminuyendo por secciones en la altura de la estructura. Para los esfuerzos en dirección de X (S11) se puede decir que presentan mayores valores a tracción que a compresión; y, para los esfuerzos en Y (S22) los valores máximos se presentan a compresión.

Figura 75

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 2.



Fuente: Elaboración Propia

4.2.3 Resultado de la modelación para el Tanque 3.

El modelo propuesto para el tanque 3, presenta: un diámetro de 4m; una altura de 2.5m; y, un espesor de 0.1m. Este tanque se encuentra sometido a las cargas: Carga muerta (peso propio); carga hidrostática; y, carga de sismo.

Tabla 22

Resultados de la modelación Tanque 3.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.00178	0.01139	0.002307	0.06259	0.0015
Hidrostática	0.35776	0.02073	0.21914	0.31707	0.0337
Comb. 1	0.82788	0.05600	0.44040	0.75902	0.2596
Comb. 2	2.69122	0.22078	2.82191	2.82588	0.1837
Comb. 3	0.39856	0.03732	0.17742	0.37853	0.1900
Comb. 4	0.39803	0.03391	0.19214	0.36096	0.18315
Sism Impulsivo	0.00759	0.00003	0.00878	0.00001	0.0030
Sism convectivo	0.00583	0.00027	0.00451	0.00001	0.0033
Envolvente(max)	2.199211	0.03390	2.82191	0.36096	0.2743
Envolvente(min)	0.35811	0.22700	0.14762	2.16806	0.2743

Fuente: Elaboración Propia

De los resultados del modelo que se presentan en la tabla 22, se puede observar que el mayor esfuerzo a tracción lo encontramos en la combinación 2 (0.9 C muerta +1.2 Cagua +1 C sismo) con un valor de 2.691Mpa, inferior a los 3Mpa determinado como límite para el desarrollo de la investigación, quedando dentro de los parámetros establecidos que corroboran a ser un modelo con un buen comportamiento a tracción.

El máximo esfuerzo a compresión que sufre este tanque se encuentra en la combinación 2 (0.9 C muerta +1.2 Cagua +1 C sismo) con un valor de 2.82 Mpa, este valor es inferior a los 12.6 Mpa establecido dentro de los parámetros de diseño.

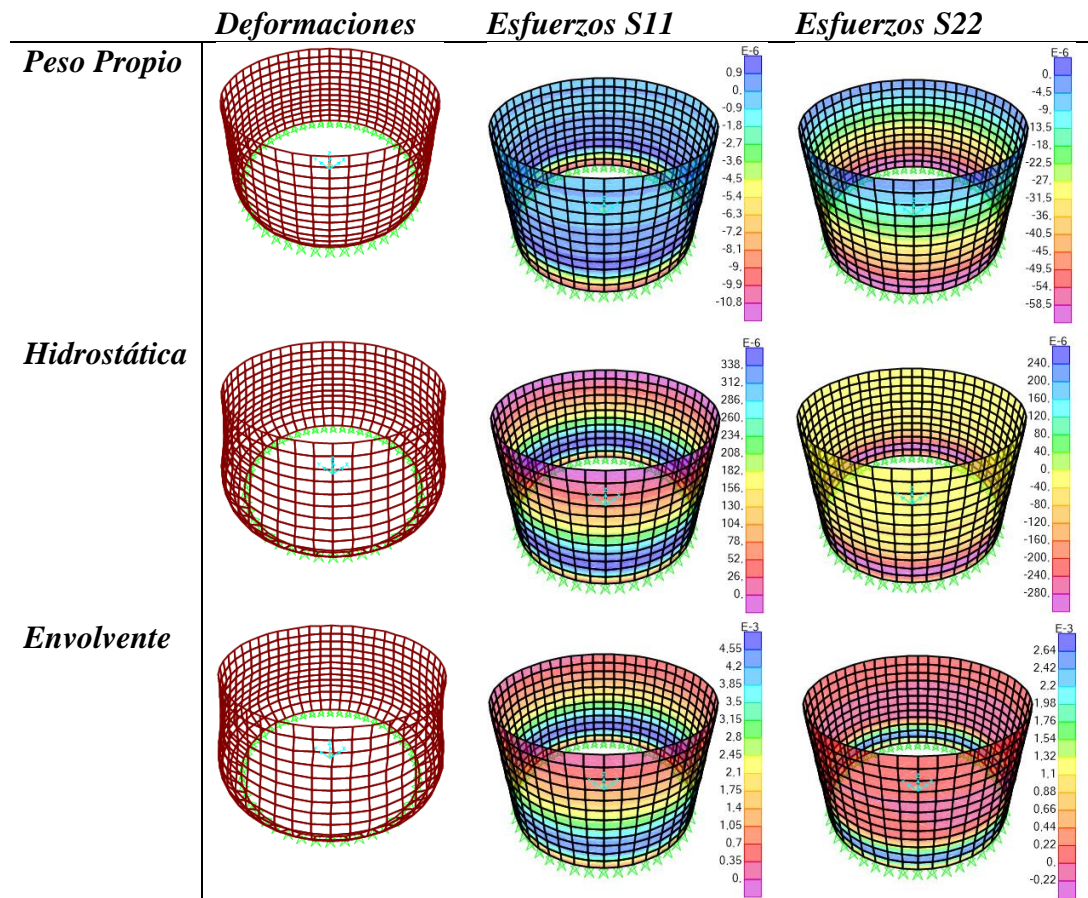
En cuanto a la deformación el modelo presenta un valor máximo de deformación de 0.2743mm siendo inferior a los 2.5mm de deformación máxima que puede sufrir el elemento, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

En la figura 76, se puede observar la distribución de los esfuerzos y deformaciones del tanque 3, podemos observar que los mayores esfuerzos y deformaciones se concentran en la base de la estructura. En el caso del peso propio podemos ver que los esfuerzos se

distribuyen uniformemente en el sentido de x (S11) y gradualmente en función de la altura en Y (S22). En el caso de las presiones hidrostáticas y la envolvente en el sentido de x (S11) se distribuye en función de la altura y en dirección de y (S22) se distribuyen uniformemente.

Figura 76

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 3.



Fuente: Elaboración Propia

De manera general, una vez analizado los tres modelos de estudio, podemos decir que presenta un buen comportamiento ante las cargas impuestas ya que en ninguno de los casos superan los límites dentro de los parámetros admisibles de diseño; así mismo, podemos decir respecto a los valores: a tracción y a compresión, que pese a no rebasar los límites se aproxima al máximo de ellos, comprobándose que si se aumentara la altura del

modelo se aumentaría proporcionalmente los valores de la presión hidrostática y los empujes del sismo, lo que haría que los modelos vendrían a fallar; razón por la cual, previniendo que esto no suceda, debería aumentarse proporcionalmente el espesor de la estructura.

4.2.4 Resultados de la modelación para el Tanque 4

El modelo correspondiente al tanque 4, presenta: un diámetro de 4m; altura de 3m; espesor 0.03m; y, se considera enterrado hasta una profundidad de 2.7m igual a la altura del agua. Este tanque se encuentra sometido a las siguientes cargas: carga muerta (peso propio), presión hidrostática, empuje de tierras y combinaciones sísmicas.

Tabla 23

Resultados de la modelación Tanque 4.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.00232	0.01380	0.00272	0.07478	0.00528
Hidrostática	1.75877	0.04722	1.14307	1.10039	0.1625
Emp.tierras	0.034493	2.52455	1.37666	1.74555	0.237
Comb. 1	0.018049	1.92793	0.79811	1.49082	0.73
Comb. 2	0.01390	1.92814	0.81914	1.47342	0.732
Comb. 3	0.03862	4.03845	2.11858	2.86251	1.51
Comb. 4	0.04276	4.03866	2.13960	2.84510	1.51
Sismo impulsivo	0.003	0.0000001	0.00012	0	0.024
Sismo convectivo	0.00276	0	0.00115	0	0.028
Envolvente(max)	0.04276	1.92793	2.13961	1.47342	1.512
Envolvente(min)	0.01804	4.03866	2.16261	0.79811	1.512

Fuente: Elaboración Propia

El tanque 4, presenta los mayores valores de esfuerzos a tracción en las combinaciones 3, 4, siendo de 2.1Mpa, el mismo que es inferior a los 3Mpa, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño; estos valores son la resultante de la aplicación de las cargas en relación a la combinación del peso propio, el sismo y el empuje de tierra cuando se considera el tanque vacío.

Los mayores esfuerzos a compresión los encontramos en las combinaciones 3 (-1.2Cmuerta +1 C sismo + 1.6 C suelo) y 4 (- 0.9 C muerta +1 C sismo + 1.6 C suelo (tanque vacío)), con un valor de 4.03Mpa, manteniéndose inferior a los 12.6 Mpa, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño; comprobándose que los resultados de los esfuerzos máximos se dan cuando el tanque está vacío, ya que el resultado de empuje de suelo no es igual al resultado que presenta el empuje hidrostático.

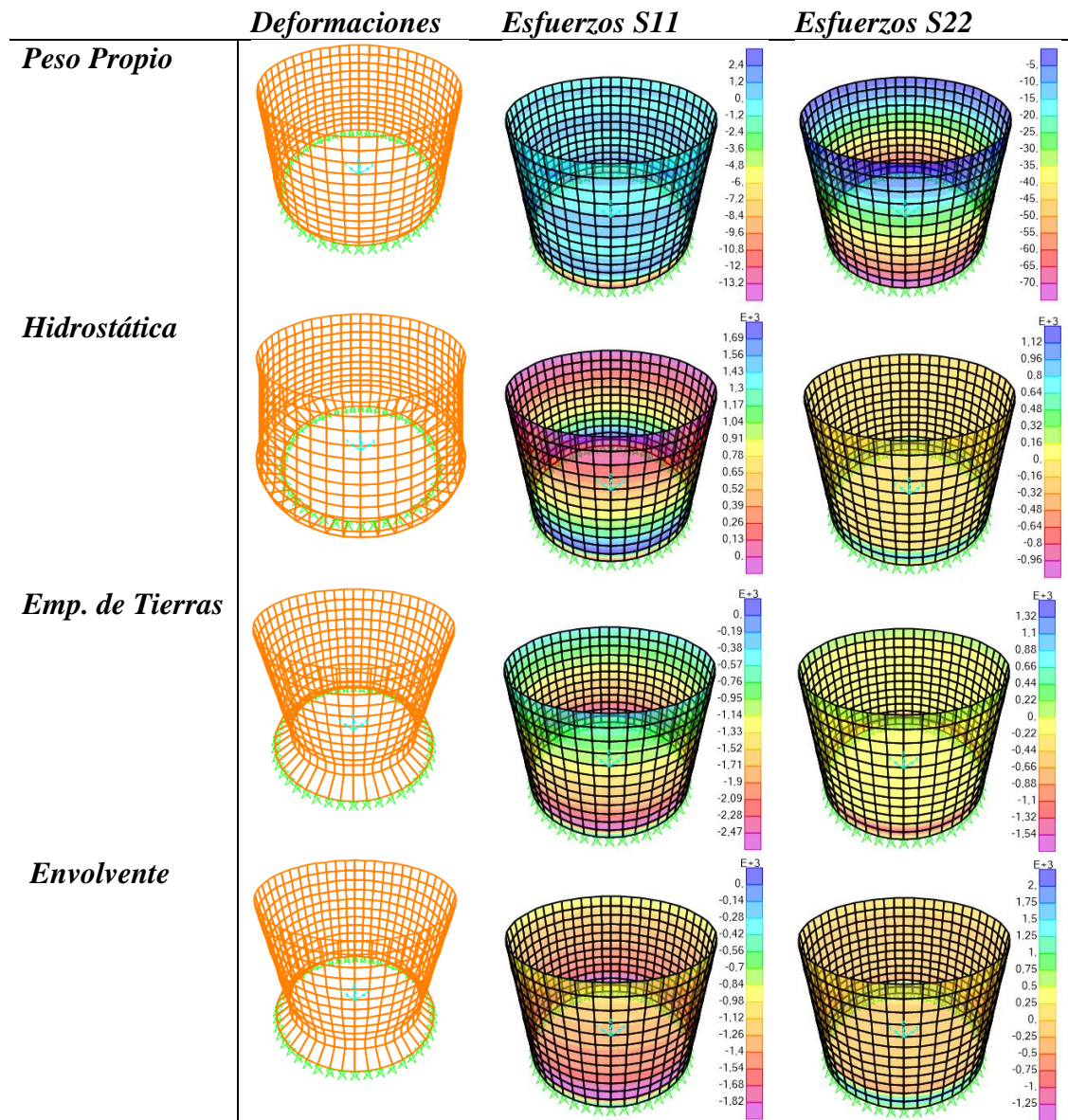
La deformación máxima es de 1.5mm, siendo inferior a los 3mm de deformación máxima que puede sufrir el elemento, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño. Es necesario señalar, que como se explicó en el Capítulo anterior, las combinaciones 3 y 4 serán la relación de los esfuerzos producto al peso propio, sismo y empuje de suelos, considerando el tanque vacío.

En la figura 77, se presentan los esquemas de deformación: esfuerzos en X (S11) y esfuerzos en Y (S22). En las deformaciones se puede observar que predominan los empujes de tierras ya que deforman en mayor medida la estructura del tanque.

En lo que se refiere a esfuerzos por peso propio, se puede observar que presentan mayores reacciones en el eje Y, presentando valores de esfuerzos en el eje Y (S22) superiores a los esfuerzos del eje X (S11); sin embargo, los empujes de suelo y esfuerzos hidrostáticos son mayores en el eje X (S11), los mismos se distribuyen en toda la altura del tanque presentando los mayores esfuerzos en la base y los menores en la parte superior de la estructura.

Figura 77

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 4.



Fuente: Elaboración Propia

4.2.5 Resultados de la modelación para el Tanque 5.

El modelo correspondiente al tanque 5, presenta: un diámetro de 4m; una altura de 3m; un espesor 0.05m; y, está enterrado a una profundidad de 2.7m igual a la altura del

agua. Se encuentra sometido a las siguientes cargas: carga muerta (peso propio), presión hidrostática, empuje de tierras; y, combinaciones sísmicas.

Tabla 24

Resultados de la modelación Tanque 5.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.00255	0.01376	0.002728	0.07545	0.00229
Hidrostática	1.01203	0.03052	0.68579	0.74642	0.0963
Emp.tierras	0.01056	1.49084	0.87771	1.10195	0.1393
Comb. 1	0.03623	1.16921	0.42363	1.00943	0.4232
Comb. 2	0.03210	1.16964	0.44488	0.99211	0.4248
Comb. 3	0.03950	2.38365	1.31934	1.00938	0.8852
Comb. 4	0.00452	2.38407	1.34059	0.99011	0.8868
Sismo impulsivo	0.000209	0	0.000129	0	0.0032
Sismo convectivo	0.000205	0	0.000126	0	0.0028
Envolvente(max)	0.00452	1.16928	1.34059	0.99211	0.8868
Envolvente(min)	0.03623	2.38407	0.4236	1.83237	0.8868

Fuente: Elaboración Propia

En este caso nos encontramos que los máximos esfuerzos a tracción se presentan en la combinación 4 con un valor de 1.34 Mpa, el mismo que es inferior a los 3Mpa, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

Los máximos esfuerzos a compresión son producto de la misma combinación con un valor de 2.38 Mpa, manteniéndose inferior a los 12.6Mpa, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

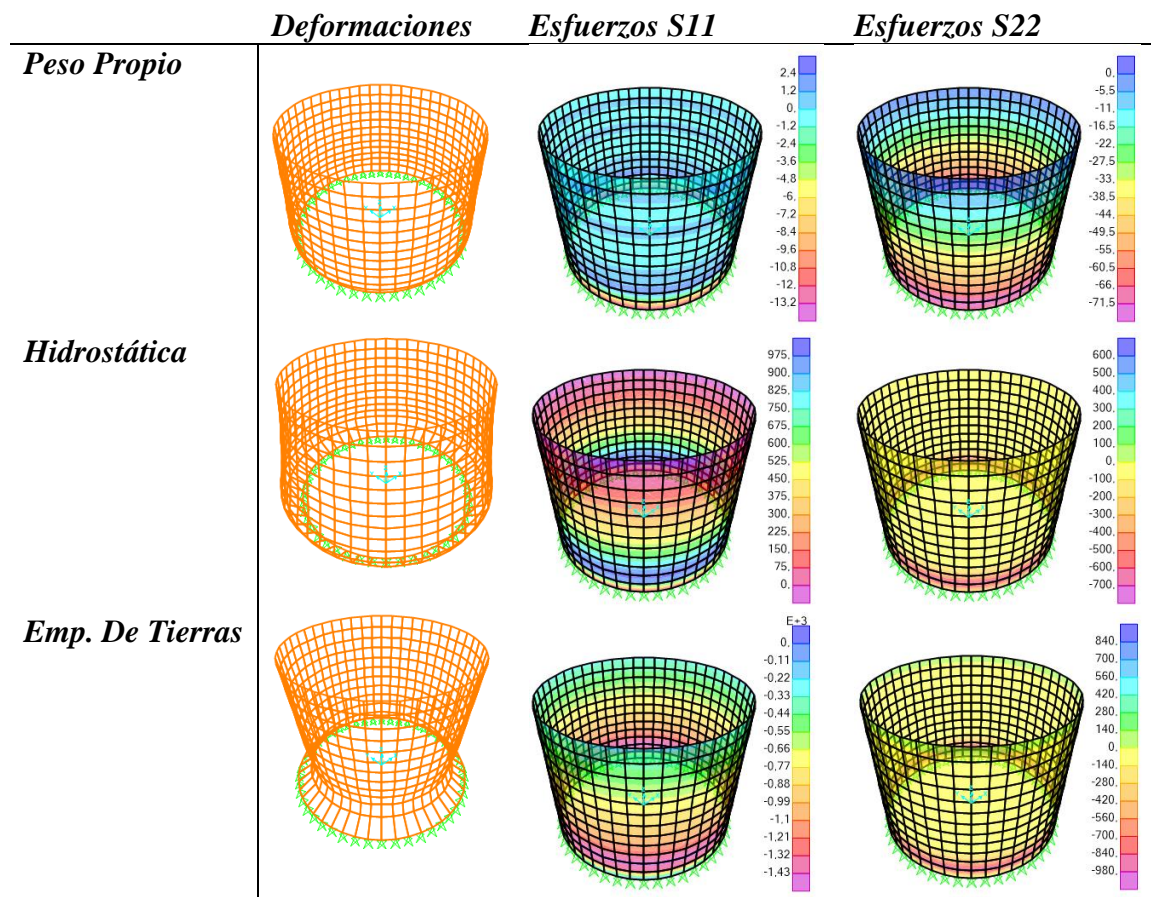
La máxima deformación que sufre el modelo es de 0.8mm, siendo inferior a los 3mm de deformación máxima que puede sufrir el elemento, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

La combinación 4 (- 0.9 C muerta +1 C sismo + 1.6 C suelo (tanque vacío)) no considera el empuje del agua, por lo cual los valores máximos son el resultado: de la acción del sismo, el peso propio y el empuje del terreno sobre el tanque.

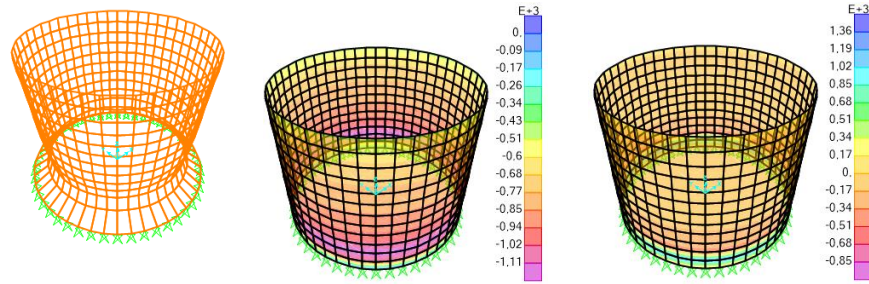
En la figura 78, se presentan la distribución de esfuerzos y deformaciones resultantes del software SAP2000. Las mayores deformaciones que inciden sobre el tanque son las provocadas por los empujes de tierra. En el caso de los esfuerzos, se puede observar que éstos se distribuyen en la estructura en función de la altura y sus máximos valores se encuentran en las secciones próximas a la base. El peso propio de la estructura incide en mayor medida en los esfuerzos del eje Y (S22), mientras que en el eje X (S11) inciden en mayor medida los empujes provocados por: el agua, la tierra y las combinaciones de cargas sísmicas. Esto es producto de las direcciones de las cargas en la estructura.

Figura 78

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 5.



Envolvente



Fuente: Elaboración Propia

4.2.6 Resultados de la modelación para el Tanque 6

El modelo correspondiente al tanque 6, presenta: un diámetro de 4 m; una altura de 3 m; un espesor 0.1 m; y, está enterrado a una profundidad de 3.7m igual a la altura del agua. Se encuentra sometido a las siguientes cargas: Carga muerta (peso propio), presión hidrostática, empuje de tierras; y, combinaciones sísmicas.

Tabla 25

Resultados de la modelación Tanque 6.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.00223	0.01370	0.00275	0.07244	0.00191
Hidrostática	0.47260	0.02112	0.35148	0.33395	0.0421
Emp.tierras	0.00906	0.70034	0.46902	0.49372	0.0646
Comb. 1	0.00635	0.55095	0.27986	0.42905	0.2116
Comb. 2	0.00232	0.55111	0.30108	0.41157	0.2128
Comb. 3	0.00106	1.11808	0.68061	0.85084	0.4132
Comb. 4	0.00517	1.11824	0.70182	0.83335	0.41348
Sismo impulsivo	0.000347	0.000098	0.000589	0.00097	0.02
Sismo convectivo	0.000343	0.000097	0.000559	0.000976	0.0208
Envolvente(max)	0.005178	0.55095	0.70183	0.41157	0.4148
Envolvente(min)	0.1153	1.12258	0.25380	0.87239	0.4148

Fuente: Elaboración Propia

En el modelo correspondiente al tanque 6 podemos observar, que los máximos esfuerzos y deformaciones las encontramos en las combinaciones 3 (- 1.2Cmuerta +1 C sismo + 1.6 C suelo) y 4 (- 0.9 C muerta +1 C sismo + 1.6 C suelo (tanque vacío)), cuando

se considera actuando sobre el tanque, las cargas: carga muerta (peso propio), carga sísmica y el empuje de suelos, considerando el tanque vacío.

La máxima deformación que sufre el modelo es de 0.4mm, siendo inferior a los 3mm de deformación máxima que puede sufrir el elemento, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

El máximo esfuerzo a tracción es de 0.70 Mpa y a compresión 1.12 Mpa siendo inferiores a 3Mpa y 12.6Mpa, respectivamente, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño. Estos valores son correspondientes a la distribución de los esfuerzos resultantes de las envolventes máximas y mínimas que presenta la estructura, a partir de las combinaciones de cargas impuestas en el tanque. Es así que los signos de cálculo que presentan los esfuerzos hidrostáticos dan como resultados valores positivos; los esfuerzos del empuje de suelo dan como resultados valores negativos; y, los esfuerzos sísmicos van a depender de la aceleración de la masa.

En la figura 79, podemos observar la representación de los esfuerzos y deformaciones que nos brinda el software SAP 2000, respecto al modelo 6. En estos esquemas, se puede apreciar la deformación provocada en los tanques por los varios esfuerzos a los que se encuentran sometidos, encontrándose sus máximas deformaciones en la base de la estructura; además se puede observar, que la deformación producto a la carga muerta (peso propio) reduce la estructura del tanque, esto se da debido a que la carga muerta (peso propio) actúa en mayor medida en el Eje Y.

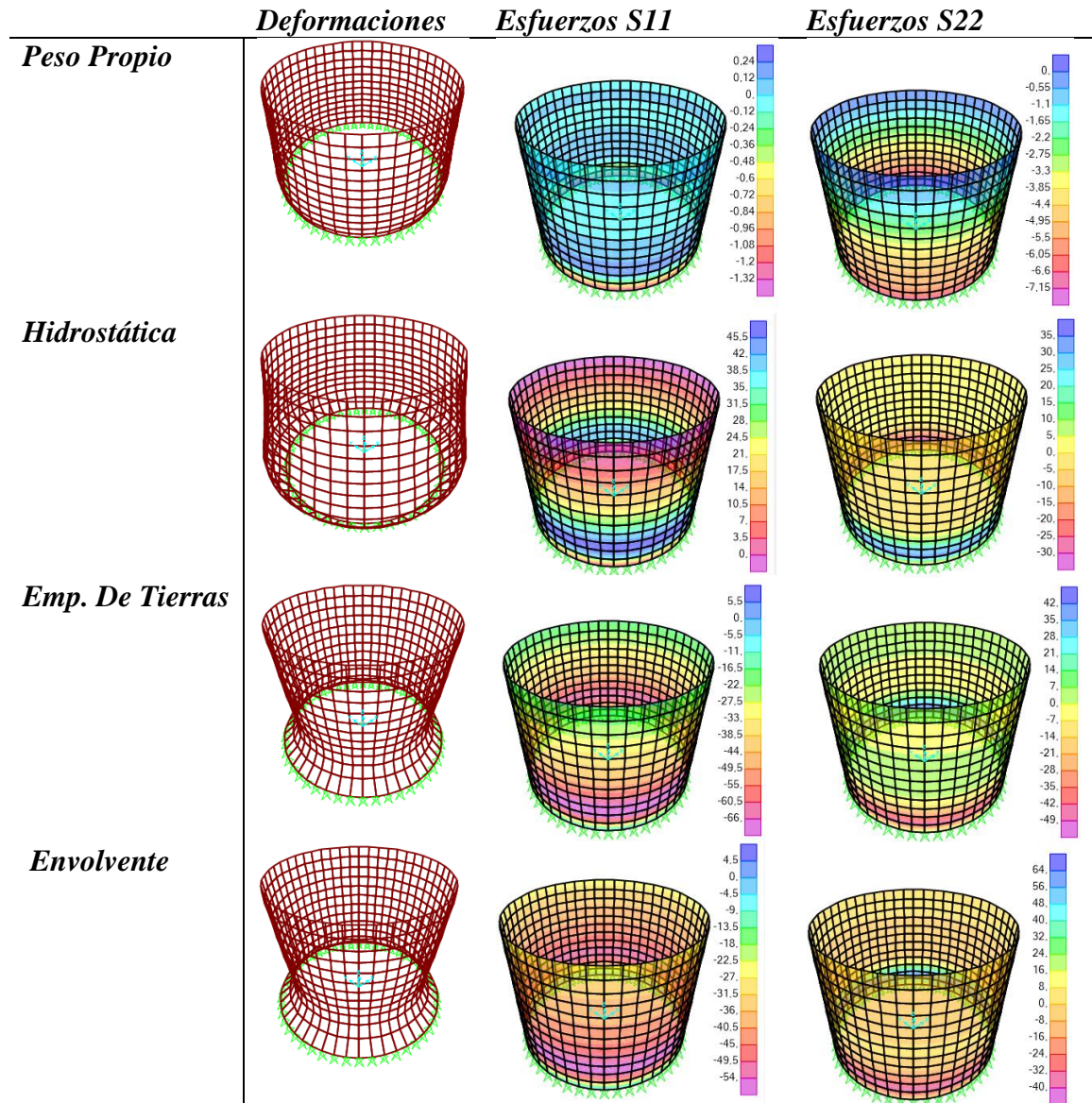
El resultado de la distribución de los esfuerzos en el eje Y (S22) es mayor que la distribución de los esfuerzos en el eje X (S11).

La deformación debido a la carga hidrostática responde al empuje del agua desde el interior de la estructura en dirección del Eje X, donde los mayores valores se concentran en

la base, como se puede apreciar en el esquema del Eje X (S11); este proceso, también se ve representado en los empujes de tierras con la diferencia de que éstas cargas empujan desde el exterior de la estructura.

Figura 79

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 6.



Fuente: Elaboración Propia

4.2.7 Resultados de la modelación para el Tanque 7

El modelo correspondiente al tanque 7, presenta: un diámetro de 6 m; una altura de 4 m; un espesor 0.03 m; y, está enterrado a una profundidad de 3.7m igual a la altura del agua. Se encuentra sometido a las siguientes cargas: Carga muerta (peso propio), presión hidrostática, empuje de tierras; y, combinaciones sísmicas.

Tabla 26

Resultados de la modelación Tanque 7.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.002792	0.01841	0.00364	0.9913	0.00609
Hidrostática	3.76328	0.08868	2.32098	2.09227	0.4992
Emp.tierras	0.10010	6.28393	3.15594	3.97932	0.8597
Comb. 1	0.03165	5.53636	2.42744	3.67501	3.093
Comb. 2	0.03717	5.53686	2.45527	3.65169	3.096
Comb. 3	0.13807	10.0523	4.93816	6.46019	5.4896
Comb. 4	0.14359	10.0528	4.96600	6.43687	5.54
Sismo Impulsivo	0.0036	0	0.0001	0	0.0164
Sismo Convectivo	0.004997	0	0.0001	0	0.0112
Envolvente(max)	0.14359	5.53636	4.96600	3.65169	5.54
Envolvente(min)	0.03165	10.0528	2.42744	6.46019	5.54

Fuente: Elaboración Propia

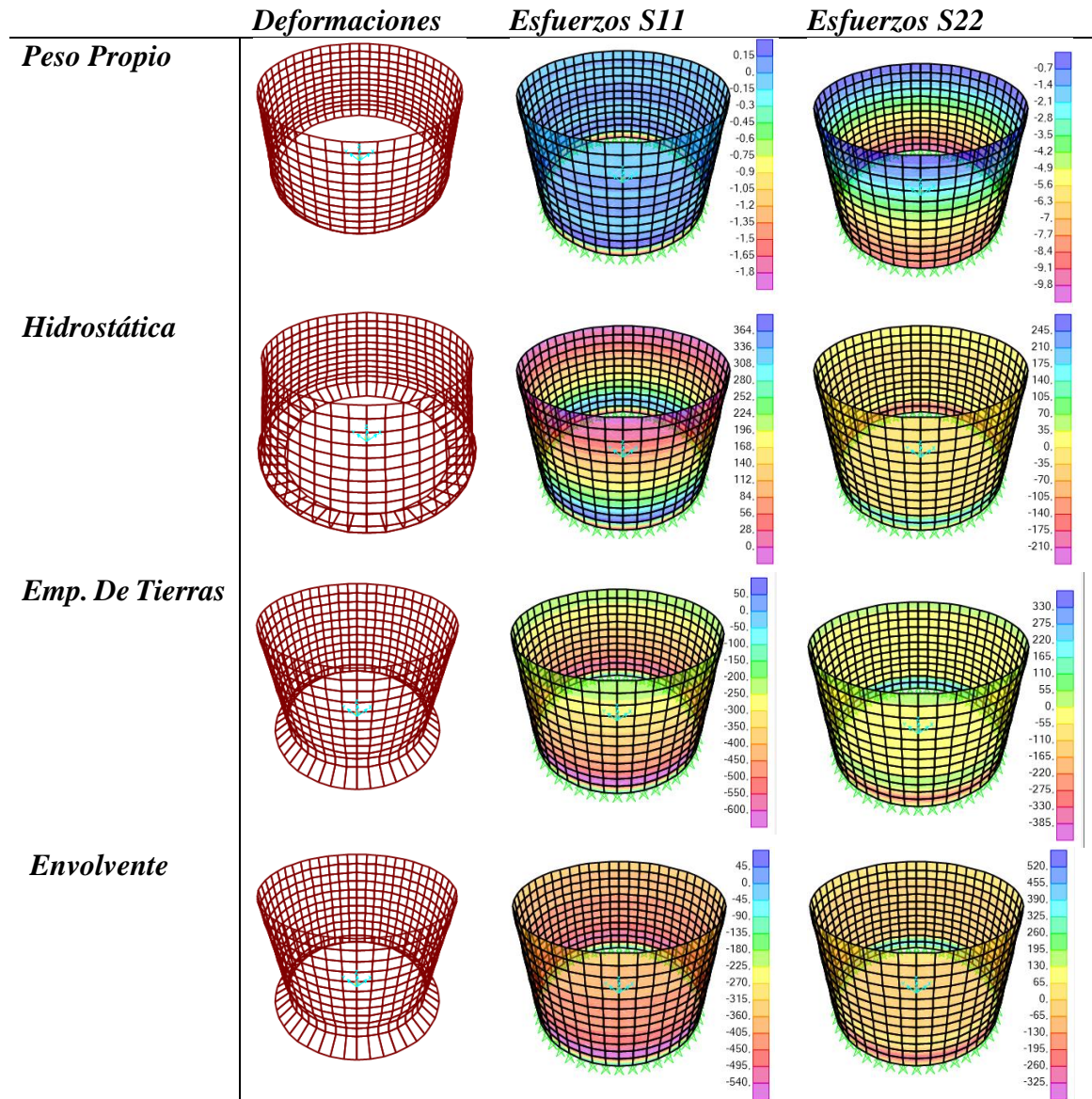
Este tanque presenta un aumento considerable de la geometría en su altura y diámetro con respecto a los modelos analizados anteriormente; no así, en su espesor que sigue manteniéndose en 0.03m, El máximo esfuerzo a tracción es de 4.96 Mpa, el mismo que es superior a los 3Mpa, quedando fuera de los parámetros admisibles de diseño, lo que provoca que la estructura comience a fallar.

En lo que se refiere a los esfuerzos de compresión podemos observar que presenta valores de 10.05 Mpa, apreciando un aumento bastante considerable con respecto a los modelos descritos anteriormente, manteniéndose todavía inferior a los 12.6Mpa, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

La máxima deformación que sufre el modelo es de 5.54mm, siendo superior a los 4mm de deformación máxima que puede sufrir el elemento, quedando fuera de los parámetros admisibles de diseño.

Figura 80

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 7.



Fuente: Elaboración Propia

En la figura 80, podemos apreciar las representaciones de los esfuerzos y deformaciones resultantes del software SAP2000 para el tanque 7, se puede observar que los máximos esfuerzos y deformaciones se concentran en la base de la estructura y disminuyen en función de la altura del elemento.

4.2.8 Resultados de la modelación para el Tanque 8.

El modelo correspondiente al tanque 8, presenta las siguientes características: un diámetro de 6 m; una altura de 4 m; un espesor 0.05 m; y, está enterrado a una profundidad de 3.7m igual a la altura del agua. Se encuentra sometido a las siguientes cargas: carga muerta (peso propio), presión hidrostática, empuje de tierras; y, combinaciones sísmicas.

Tabla 27

Resultados de la modelación Tanque 8.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.00341	0.01836	0.003636	0.9813	0.0026
Hidrostática	2.08945	0.05479	1.44622	1.45576	0.301
Emp.tierras	0.04316	3.61610	2.11754	2.55284	0.5154
Comb. 1	0.01848	3.27616	1.52814	2.44149	1.8416
Comb. 2	0.01297	3.27672	1.55639	2.41839	1.8448
Comb. 3	0.04727	5.78351	3.27505	4.17695	3.286
Comb. 4	0.05279	5.78408	3.30331	4.15385	3.289
Sismo Impulsivo	0.00312	0	0.00177	0	0.005
Sismo convectivo	0.00310	0	0.00168	0	0.0057
Envolvente(max)	0.05279	3.27616	3.30331	2.41392	3.289
Envolvente(min)	0.01848	5.78407	1.52813	4.17695	3.289

Fuente: Elaboración Propia

El tanque 8, como se muestra en la tabla 27, presenta un mejor comportamiento que el tanque 7 con respecto a los esfuerzos de tracción, esto se debe al aumento del espesor del muro; pese a este aumento sigue dando falla los esfuerzos a tracción en las combinaciones 3 y 4, ya que presenta un valor de 3.30 Mpa, el mismo que es superior a los 3 Mpa

considerados como límite para la investigación, quedando fuera de los parámetros admisibles de diseño.

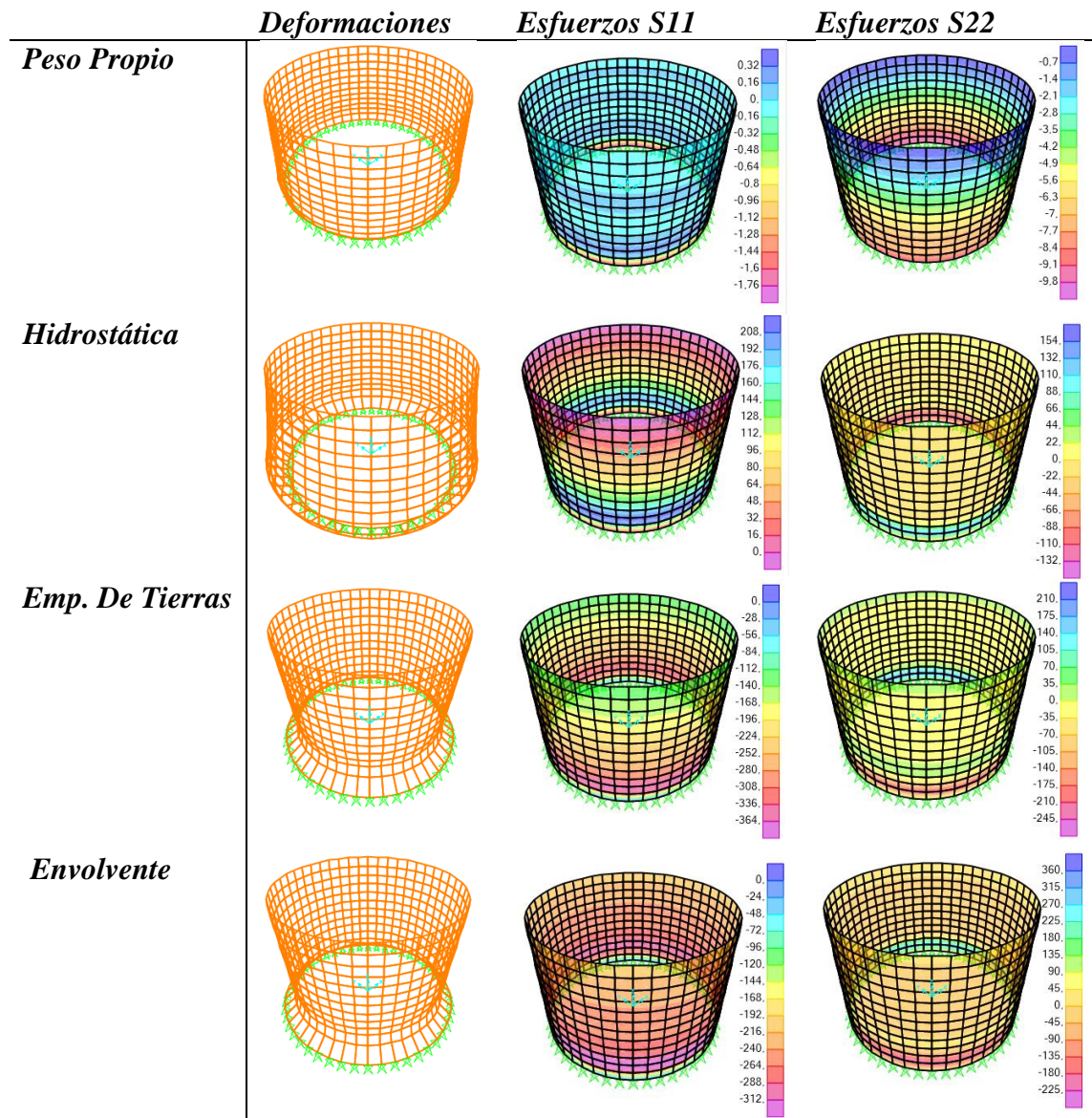
El máximo valor a compresión es de 5.78 Mpa correspondiente a la combinación 4 cuando se considera la acción de los empujes del suelo y el tanque vacío, siendo inferior a 12.6 Mpa, considerados como límite para la investigación, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

La deformación máxima es de 3.28mm resultante para las combinaciones 3 y 4, considerándose que cuando la estructura está vacía se deforma más que cuando contiene líquidos, producto que se considera que los empujes hidrostáticos se oponen a los empujes del terreno; este valor es inferior a los 4 mm considerados como límite para la investigación, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

En la figura 81, se puede observar las deformaciones y esfuerzos producto a las cargas impuestas al modelo 8, podemos apreciar que en la base de la estructura se concentran los esfuerzos y las deformaciones para todos los casos de análisis; además se puede decir, que los valores de estas deformaciones varían radialmente en función de la altura del elemento. Las deformaciones y esfuerzos producto a la carga muerta (peso propio) se distribuyen en el eje Y, provocando una reducción con respecto a la deformación del tanque y una distribución de esfuerzos en el Eje Y (S22) en mayor medida que en el Eje X (S11). Debido a los empujes de suelos, hidrostáticos y combinaciones de cargas las deformaciones y esfuerzos se presentan en el Eje X; y, sus valores variaran en función de la altura. En el fondo del tanque se presentan los máximos valores de esfuerzos y deformaciones; y, en la superficie de la estructura son mínimos.

Figura 81

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 8.



Fuente: Elaboración Propia

4.2.9 Resultados de la modelación para el Tanque 9.

El modelo correspondiente al tanque 9, presenta; un diámetro de 6 m; una altura de 4 m; un espesor 0.1 m; y, está enterrado a una profundidad de 3.7m igual a la altura del agua. Se encuentra sometido a las siguientes cargas: carga muerta (peso propio), presión hidrostática, empuje de tierras; y, combinaciones sísmicas.

Tabla 28

Resultados de la modelación Tanque 9.

Carga	S11+ (Mpa)	S11- (Mpa)	S22+ (Mpa)	S22- (Mpa)	Umax(mm)
Peso propio	0.00285	0.01828	0.00366	0.71171	0.0024
Hidrostática	1.00457	0.03869	0.66192	0.79088	0.1391
Emp.tierras	0.00531	1.74248	1.03707	1.27895	0.2391
Comb. 1	0.05191	1.58107	0.59689	1.34489	0.8712
Comb. 2	0.04643	1.58142	0.62522	1.32167	0.874
Comb. 3	0.01344	2.78696	1.54595	2.13919	1.506
Comb. 4	0.00791	2.78691	1.57429	2.11597	1.53
Sismo impulsivo	0.000868	0	0.000297	0	0.0048
Sismo convectivo	0.000690	0	0.000358	0	0.0044
Envolvente(max)	0.05192	2.78691	0.59689	2.13919	1.53
Envolvente(min)	0.00795	1.58107	1.57429	1.32167	1.53

Fuente: Elaboración Propia

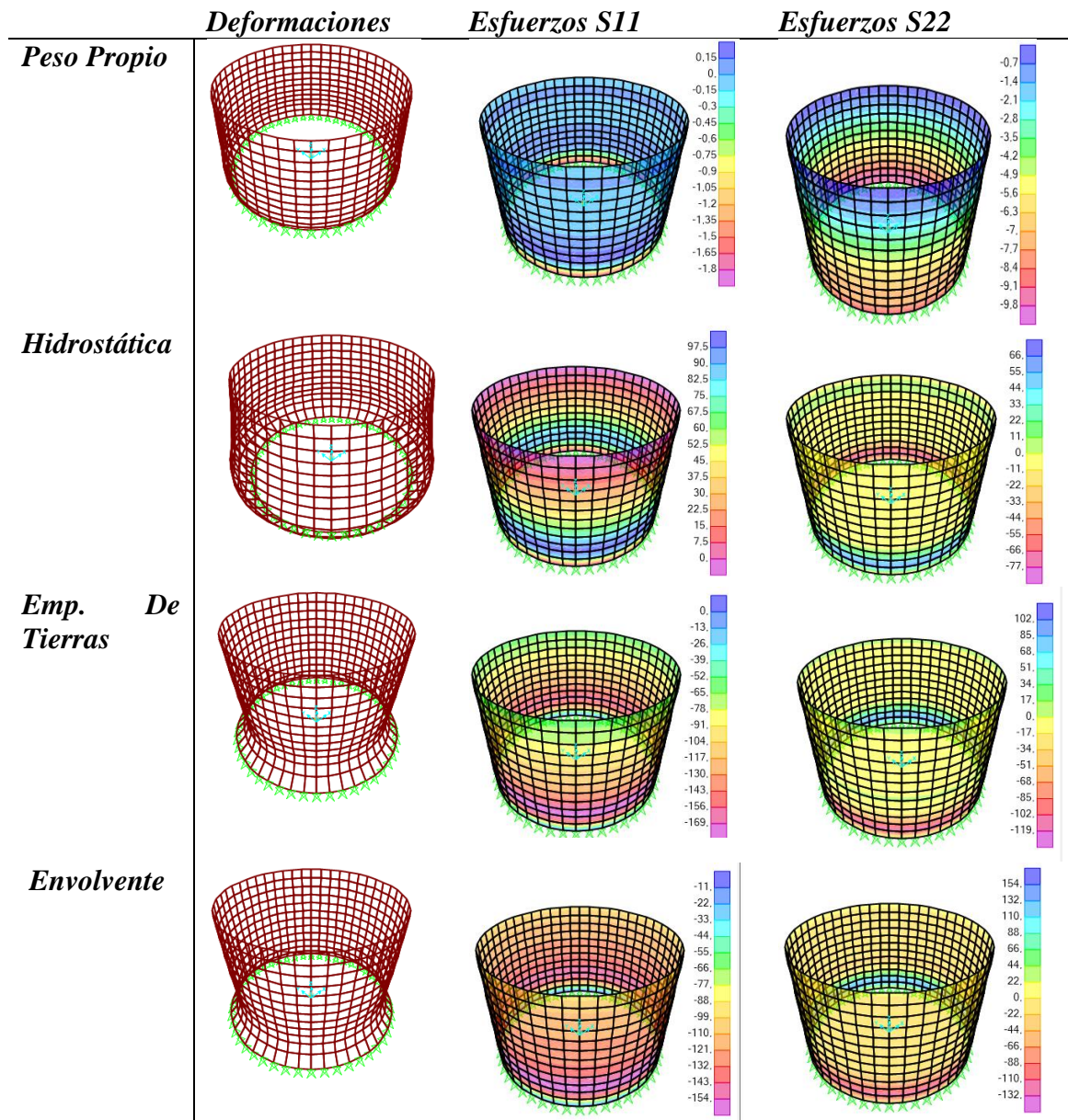
El tanque 9 presenta las mismas condiciones de los tanques 7 y 8 pero con un espesor de 0.1m, Su máximo esfuerzo a tracción es de 1.57 Mpa y a compresión 2.78 Mpa para las combinaciones 3 y 4, siendo inferiores a 3Mpa y 12.6Mpa, respectivamente, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño.

El máximo valor de deformación que se encuentra en la estructura es de 1.53 mm correspondiente a la combinación 4, siendo este valor inferior a los 4 mm considerados como límite para la investigación, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño

En la figura 82, se representa los esquemas de esfuerzos y deformación resultantes del tanque 9; se puede observar las deformaciones y esfuerzos resultantes de cada caso de carga, producto a la distribución de las mismas y las magnitudes de éstas.

Figura 82

Distribución de Esfuerzos y Deformaciones Tanque 9.



Fuente: Elaboración Propia

4.3 Análisis y comparación de los resultados de los 9 casos de estudio

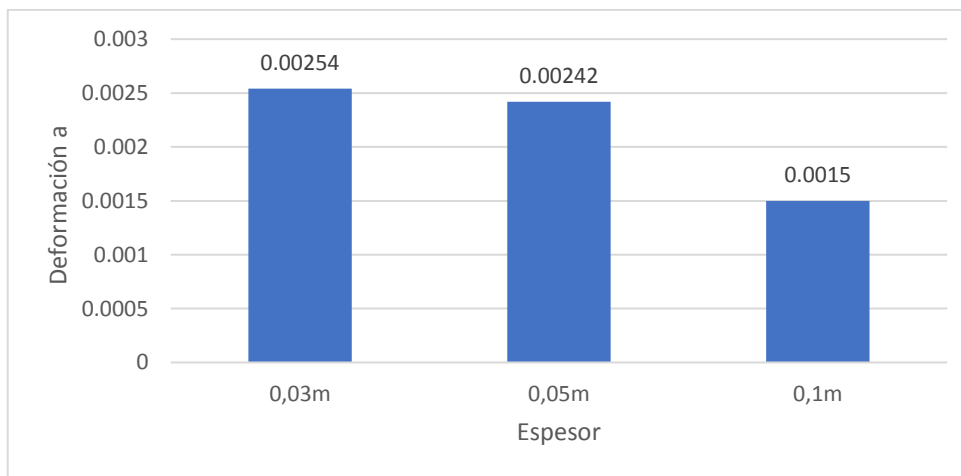
Para realizar el análisis de los modelos se procederá a estudiar el comportamiento de la deformación y los esfuerzos en función de los diferentes espesores, diámetros y alturas asignada a cada modelo de los tanques.

1.3.1 Análisis de los tanques en función del espesor

Se analizará el comportamiento de las deformaciones y esfuerzos para los diversos casos agrupados, de manera que el diámetro y la altura se mantengan iguales; y, solo varié el espesor del tanque a estudiar. El análisis de las deformaciones se realizará en milímetros (mm) y para el caso de los esfuerzos lo realizaremos en Megapascuales (Mpa).

Figura 83

Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga muerta (peso propio) para los Tanques 1, 2 y 3.



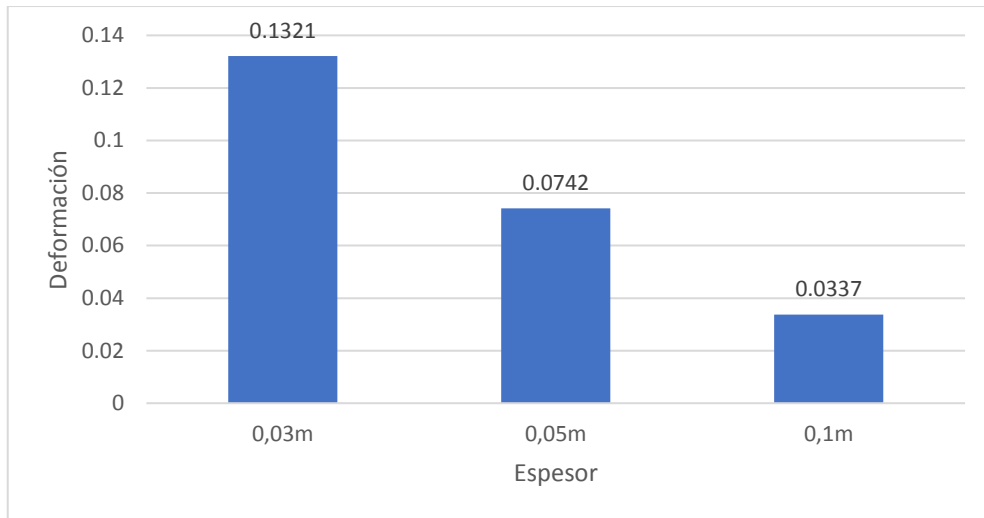
Fuente: Elaboración Propia

La figura 83 representa las deformaciones producto a la carga muerta (peso propio) para los casos 1, 2 y 3; estos casos presentan las siguientes características: un diámetro de 4m; una altura de 2.5m; y, espesores de 0.03m, 0.05m y 0.1m y se encuentran sobre el terreno (superficial). Podemos observar en la gráfica, que a menor espesor mayor es la deformación en el tanque.

Figura 84

Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 1, 2 y

3.

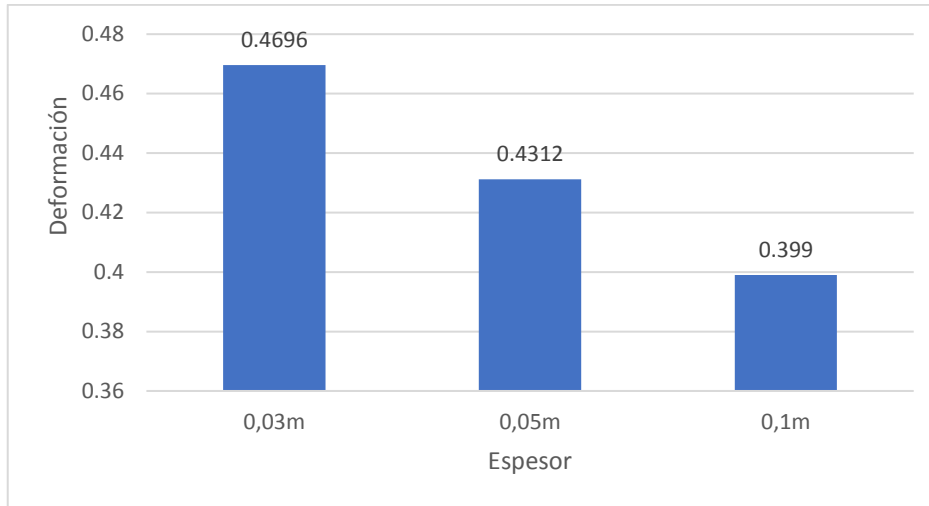


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 84, se presentan las deformaciones por carga hidrostática para los casos 1,2 y 3; se puede observar que cuando aumenta su espesor menor son las deformaciones por carga hidrostática, cuando se aumenta el espesor de la estructura este responde en mejor medida a los esfuerzos tangenciales que se le apliquen, nos podemos percatar cuando comparamos las gráficas de peso propio e hidrostática, que la diferencia en la relación esfuerzo-deformación es superior para las cargas en dirección tangencial que las cargas axiales.

Figura 85

Análisis de las Deformaciones respecto a la Envoltura de las combinaciones para los Tanques 1, 2 y 3.

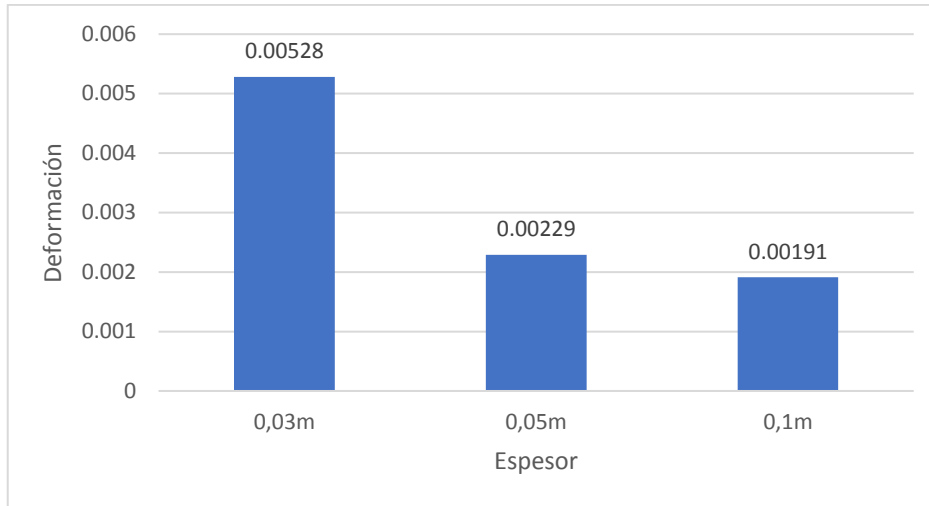


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 85, se presenta las gráficas de deformaciones resultante de la envoltura de los esfuerzos; al igual que en las gráficas anteriores, podemos ver que cuando aumenta el espesor del elemento se disminuyen las deformaciones. El caso 1 presenta mayores deformaciones que los casos 2 y 3.

Figura 86

Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga muerta (peso propio) para los Tanques 4,5 y 6.

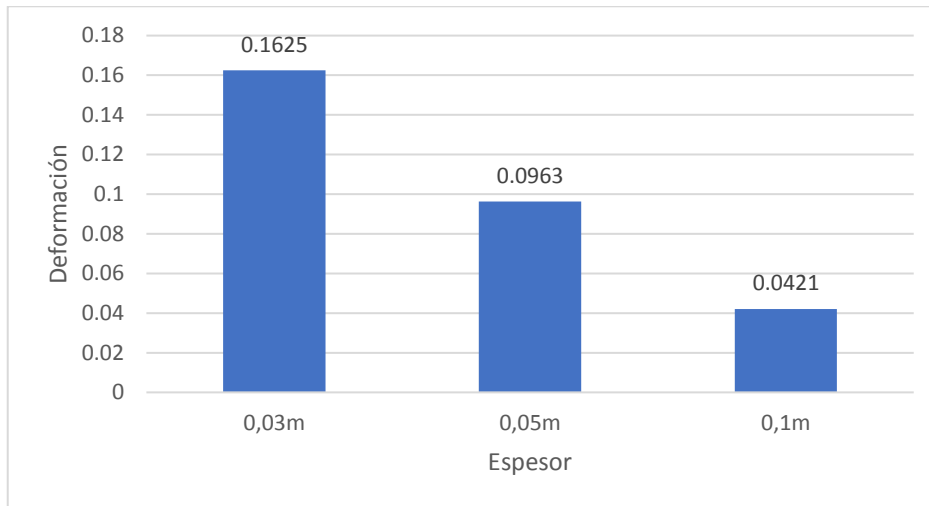


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 86, se representan las deformaciones en relación con los espesores de los tanques para los casos 4, 5 y 6 respecto a la carga muerta (peso propio); estos tanques presentan: un diámetro de 4m; una altura de 3m; y, espesores: de 0.03m, 0.05m y 0.1m. Podemos deducir de acuerdo al resultado de la gráfica, que a mayor espesor menor es la deformación, la estructura más deformada pertenece al tanque 4 con una deformación de 0.00528mm.

Figura 87

Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 4,5 y 6.

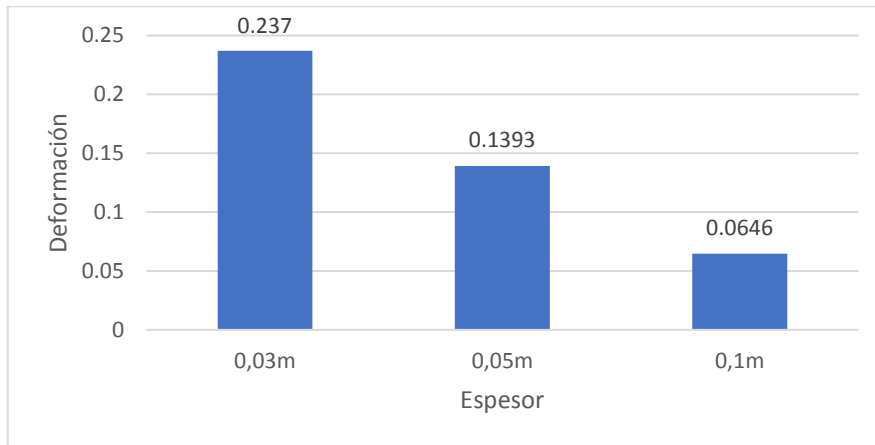


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 87, se presentan las deformaciones producto a la carga hidrostática para los casos 4,5 y 6; cuando aumenta el espesor del tanque podemos observar que disminuyen las deformaciones de la estructura, la proporción de las diferencias dado al empuje de la carga hidrostática es mayor que al peso propio para los mismos casos. La mayor deformación es 0.16mm para el caso 4.

Figura 88

Análisis de las Deformaciones respecto al empuje de tierras para los Tanques 4, 5 y 6.

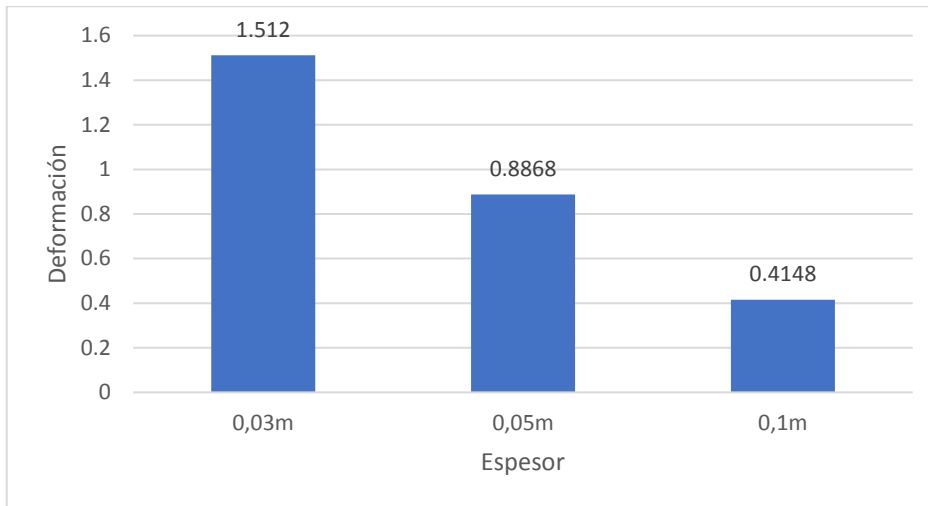


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 88, se presentan las deformaciones producto a los empujes de tierras para los casos 4, 5 y 6; aquí podemos observar que cuando aumenta el espesor del tanque disminuyen las deformaciones de la estructura; así mismo, podemos notar las diferencias respecto al empuje de la carga hidrostática y carga muerta (peso propio), que es menor que la resultante del empuje de la tierra, siendo la deformación máxima de 0.23mm para el caso 4 y la mínima deformación es para el caso 6 con 0.0646mm.

Figura 89

Análisis de las Deformaciones respecto a la envolvente para los Tanques 4, 5 y 6.

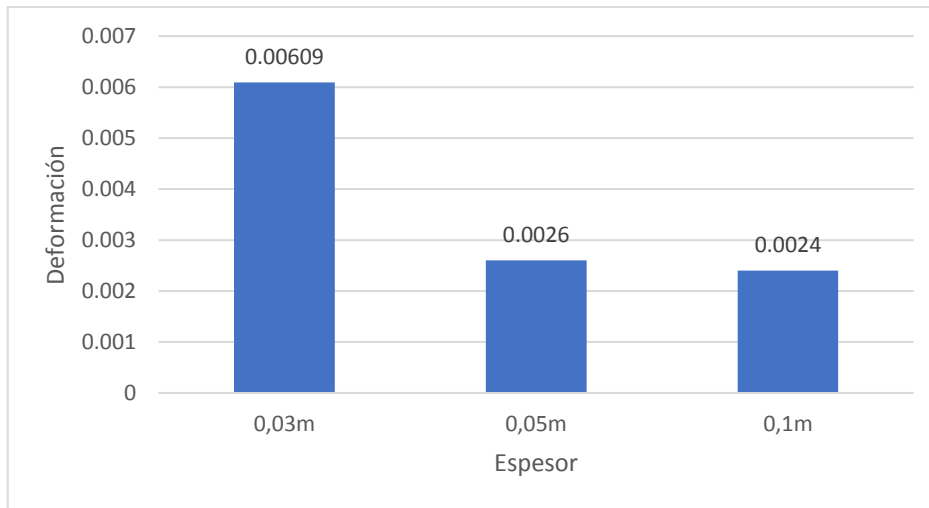


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 89, se presentan las deformaciones respecto a la envolvente para los casos 4,5 y 6; notándose que cuando aumenta el espesor del tanque disminuyen las deformaciones de la estructura; siendo la deformación máxima de 1.51mm para el caso 4 y la mínima deformación para el caso 6 con 0.4148mm.

Figura 90

Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga muerta (peso propio) para los Tanques 7, 8 y 9.

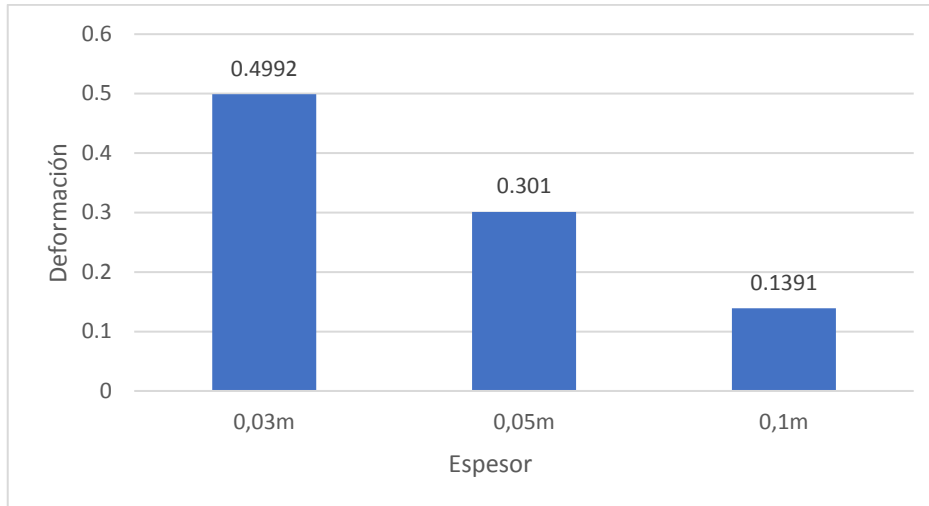


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 90, se presentan las deformaciones para los casos 7, 8 y 9; estos tanques presentan: un diámetro de 6m; una altura de 4m; y, espesores de: 0.03m, 0.05m y 0.1m. Se puede notar que tanto estos tanques como los anteriores, presentan la particularidad de que a mayor espesor menor son las deformaciones. La máxima deformación la encontramos para el caso 7 con 0.006mm y la mínima deformación es para el caso 9 con 0.0024mm.

Figura 91

Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 7, 8 y 9.

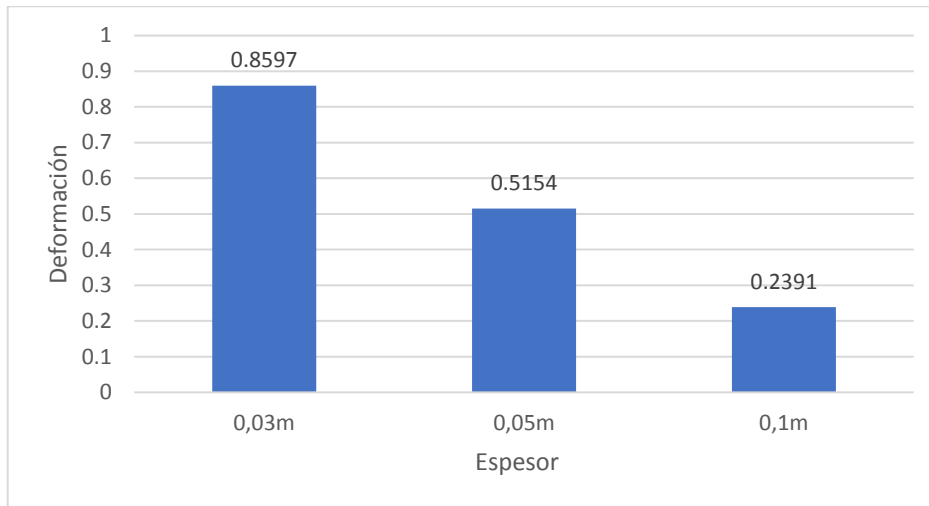


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 91, se muestran las deformaciones producto de la carga hidrostática para los casos 7, 8 y 9; notándose que cuando aumenta el espesor del tanque disminuyen las deformaciones de la estructura; así mismo, podemos notar las diferencias respecto al empuje de la carga hidrostática que es mayor a la carga muerta (peso propio), siendo la deformación máxima de 0.49mm para el caso 7 y la mínima deformación es para el caso 9 con 0.1391mm.

Figura 92

Análisis de las Deformaciones respecto al Empujes de Tierras para los Tanques 7, 8 y 9.

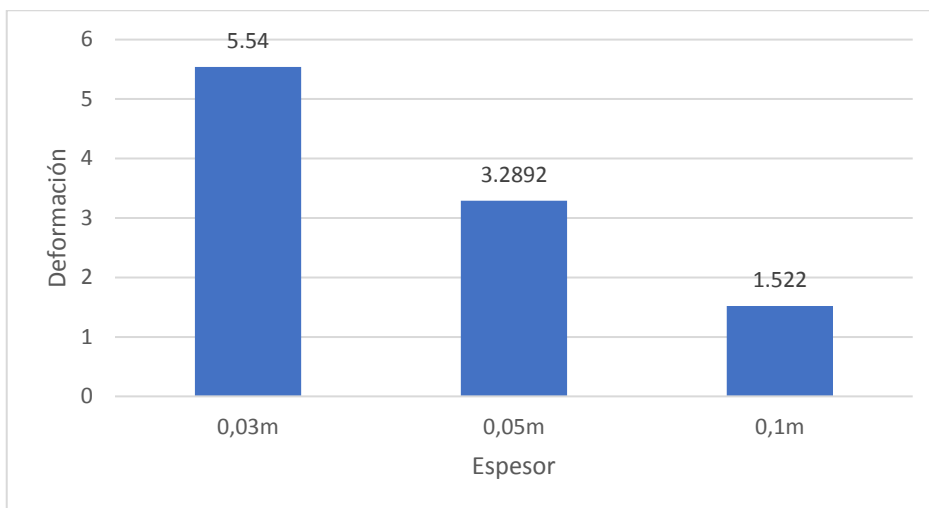


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 92, se presentan las deformaciones producto a los empujes de tierras para los casos 7, 8 y 9. De manera similar a los casos analizados anteriormente, se puede apreciar que a medida que aumentan los espesores de los tanques disminuyen las deformaciones; notándose, que la deformación máxima de 0.85mm es para el caso 7 y la mínima deformación es para el caso 9 con 0.2391mm.

Figura 933

Análisis de las Deformaciones respecto a las Envolventes para los Tanques 7, 8 y 9.



Fuente: Elaboración Propia

En la figura 93, se presentan las deformaciones del empuje de tierras respecto a la envolvente para los casos 7, 8 y 9. Se puede observar que a menor espesor mayor es la deformación, las deformaciones de este análisis son las mayores dentro de todos los casos de estudio; notándose, que la deformación máxima de 5.54mm es para el caso 7 y la mínima deformación es para el caso 9 con 1.52mm.

4.3.1 Análisis de los esfuerzos en función del espesor

Para este análisis se tomarán los mayores valores de los esfuerzos respecto a las cargas: carga muerta (peso propio), carga hidrostática, empuje de tierras, cargas sísmicas (envolvente), sin considerar que se encuentre a tracción o compresión, ya que en el análisis realizado en el enunciado 4.2, pude observar que el comportamiento estructural es similar para todos los casos estudiados. Más adelante observaremos el desarrollo por separado para cada caso de carga de los 9 tanques en estudio.

Figura 94

Análisis de los Esfuerzos respecto a la Carga muerta (peso propio) para los Tanques 1, 2 y 3.

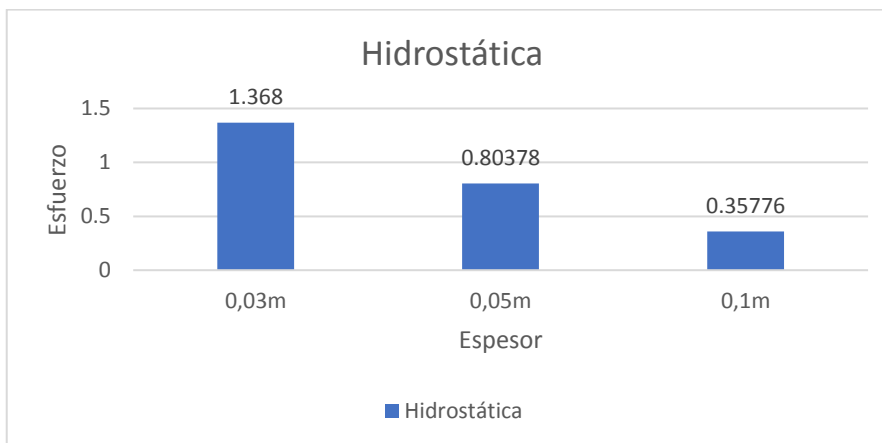


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 94, se muestran los esfuerzos máximos respecto a la carga muerta (peso propio) para cada modelo en estudio. Se puede observar que la variación es mínima respecto al espesor del modelo; notándose, que a mayor espesor menor es el esfuerzo, siendo el mayor esfuerzo para el caso 1 con 0.223 Mpa y el mínimo esfuerzo para el caso 3 con 0.06259 Mpa.

Figura 95

Análisis de los Esfuerzos respecto a la Presión Hidrostática para los Tanques 1,2 y 3.

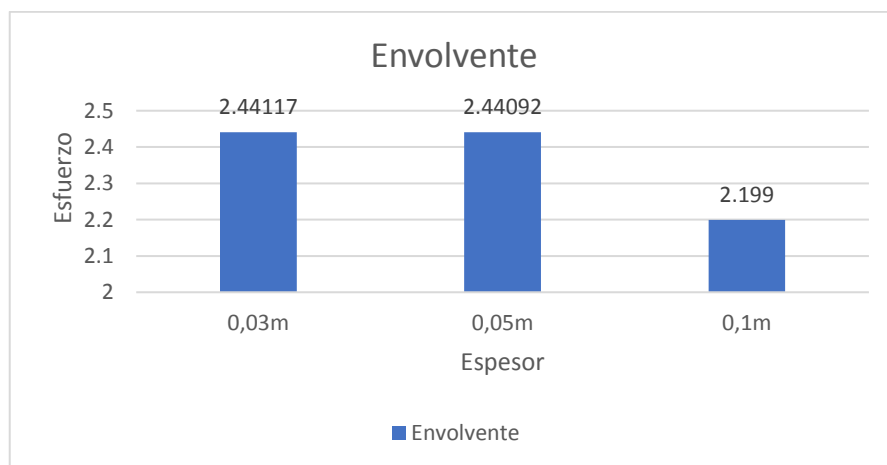


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 95, se presentan los esfuerzos respecto a la Carga Hidrostática para los casos 1, 2 y 3. Se puede observar, que a medida que aumenta el espesor disminuyen los esfuerzos, éstos se encuentran actuando a tracción en el tanque y en este esquema se puede notar que se aproximan a 3Mpa, valor límite considerado para la investigación, siendo el mayor esfuerzo para el caso 1 con 1.368 Mpa y el mínimo esfuerzo para el caso 3 con 0.35776 Mpa.

Figura 96

Análisis de los Esfuerzos respecto a la Envolverte para los Tanques 1, 2 y 3.



Fuente: Elaboración Propia

En la figura 96, se presentan los esfuerzos resultantes de la envolverte de las combinaciones de cargas para los casos 1, 2 y 3, como se puede observar los esfuerzos se encuentran actuando a tracción en el tanque y en este esquema se puede notar que se aproximan a 3Mpa, valor límite considerado para la investigación, siendo el mayor esfuerzo para el caso 1 con 2.44 Mpa y el mínimo esfuerzo para el caso 3 con 2.199 Mpa.

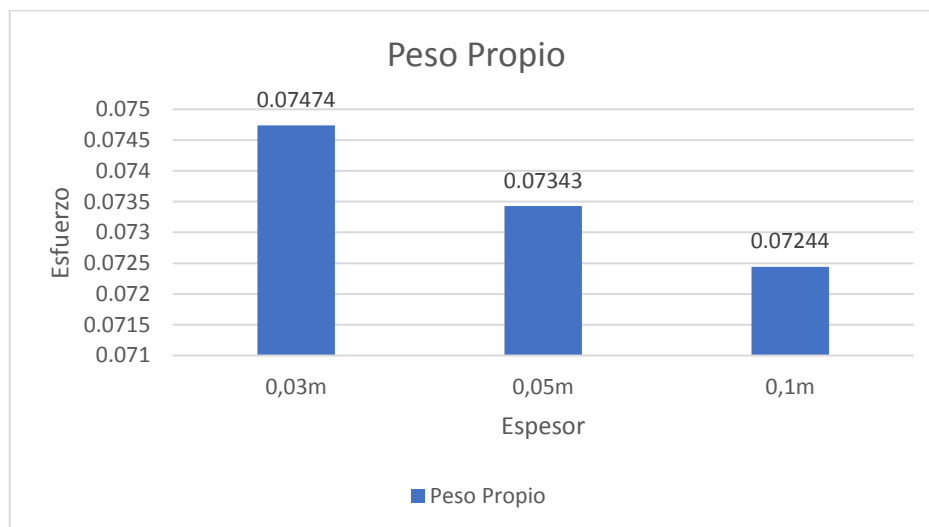
De acuerdo a lo analizado anteriormente, puedo deducir, que para las combinaciones de cargas que vinculan el sismo con el empuje hidrostático se comprobó:

que si se aumenta la altura de la estructura aumenta también los empujes hidrostáticos, por lo que se considera cumple con los límites de diseño.

Como los casos 1, 2 y 3 son superficiales tienden a fallar ya que no tienen la acción de contención del suelo así que para las condiciones de diseño presentadas para estos modelos no es recomendable aumentar la altura y el diámetro de los modelos sin aumentar el espesor de la estructura porque no resistirá las cargas actuantes.

Figura 97

Análisis de los Esfuerzos respecto a la Carga Muerta (peso propio) para los Tanques 4, 5 y 6.

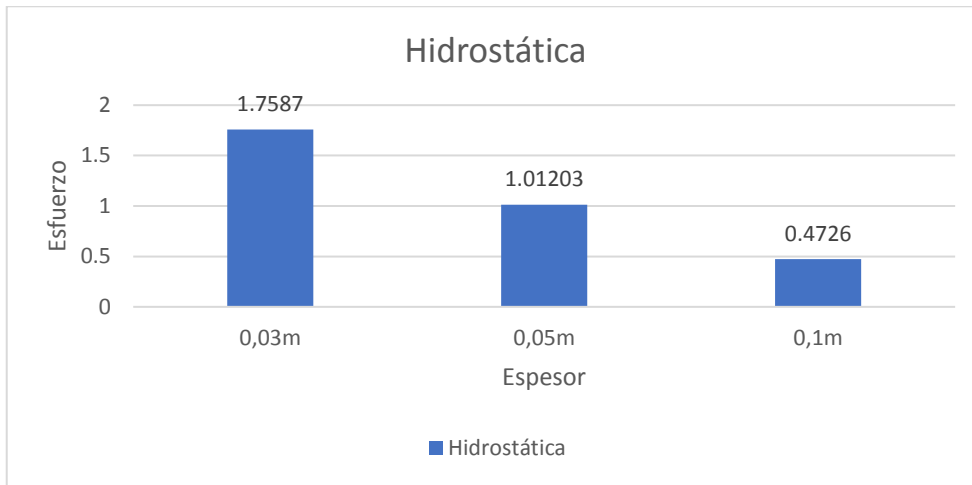


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 97, se presentan los mayores esfuerzos para los casos 4, 5 y 6; en estos casos la influencia del espesor es más marcada que para los casos anteriores y se puede observar que a mayor espesor disminuye los valores de los esfuerzos en el análisis de la respuesta de la estructura. El máximo esfuerzo lo podemos encontrar en el caso 4 con un valor de 0.07474 Mpa y el mínimo en el 6 con un valor de 0.07244 Mpa.

Figura 98

Análisis de los Esfuerzos respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 4, 5 y 6.

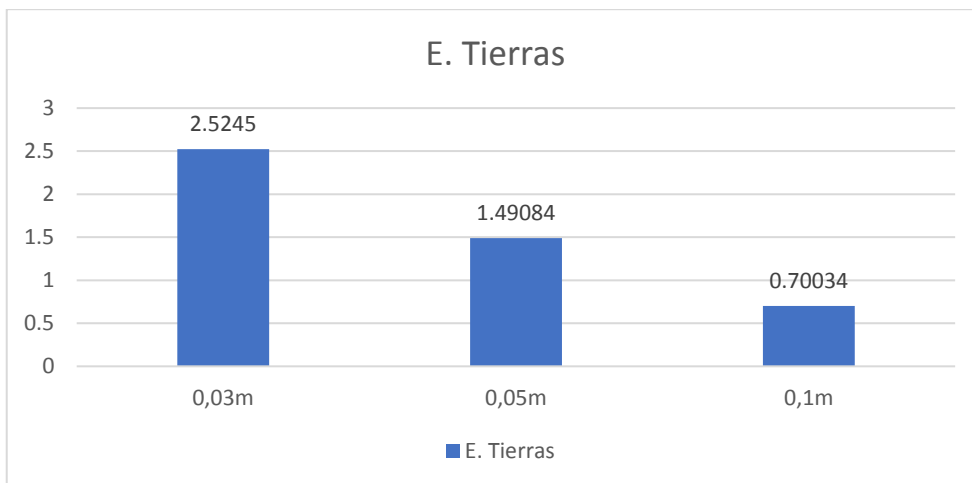


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 98, se presentan los esfuerzos respecto a la carga hidrostática para los casos 4, 5 y 6, notándose que a mayor espesor los esfuerzos que se muestran en la estructura son menores; de ahí que, el máximo valor lo encontremos en el caso 4 con 1.75 Mpa y el mínimo en el caso 6 con 0.47 Mpa.

Figura 99

Análisis de los Esfuerzos respecto al Empuje de Tierras para los Tanques 4, 5 y 6.

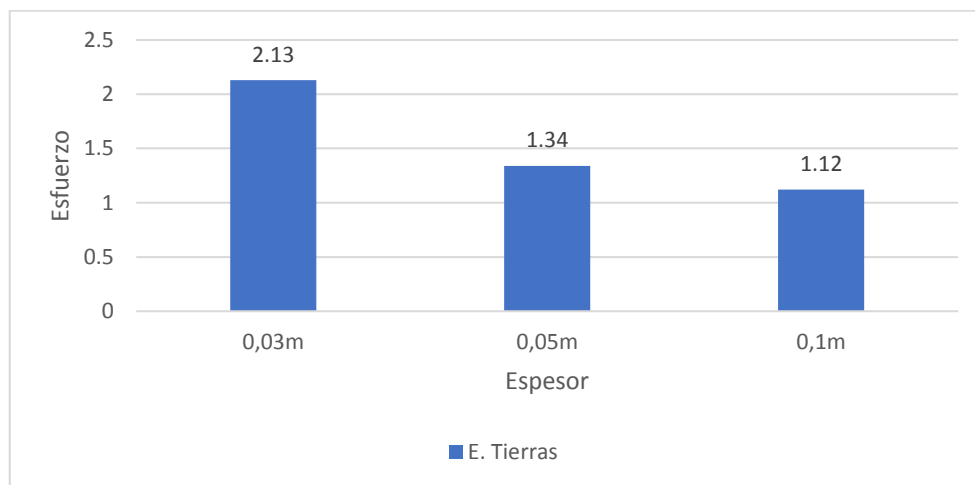


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 99, se muestra los esfuerzos resultantes para los empujes de tierras en los casos 4, 5 y 6; al igual que en los casos anteriores, podemos notar que a mayor espesor de la estructura menor es el esfuerzo resultante, siendo el valor máximo para el caso 4 con un valor de 2.5245Mpa y el mínimo para el caso 6 con 0.70034Mpa.

Figura 100

Análisis de los Esfuerzos producto a la Envolvente para los Tanques 4, 5 y 6.



Fuente: Elaboración Propia

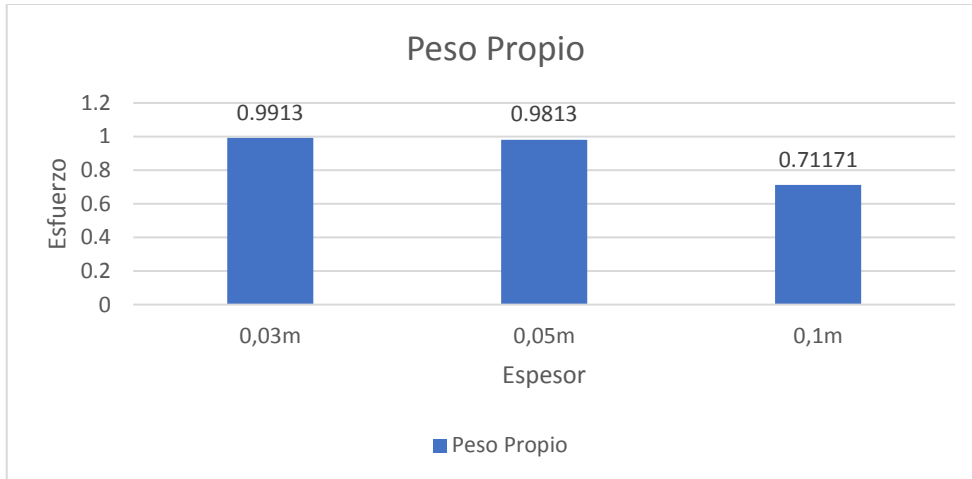
En la figura 100, podemos observar que los modelos se comportan de manera similar a los anteriores con respecto a la envolvente; notándose que a mayor espesor de la estructura menores son los esfuerzos, siendo el máximo valor para el caso 4 con 4.038 Mpa y el mínimo para el caso 6 con 1.12258 Mpa.

En la figuras siguientes, se presentan los esfuerzos para los casos 7, 8 y 9; es necesario señalar que los casos 7 y 8 no cumplen con los parámetros admisibles de diseño en lo que respecta a los esfuerzos a tracción, ya que presentan valores superiores a los 3Mpa como se explicó en los enunciados: 4.2.7 y 4.2.8; pudiendo resaltar de este análisis, el comportamiento de los esfuerzos en estas estructuras, las mismas que varían en función del

espesor: a mayor espesor menores son los esfuerzos, resultando que cuando se aumenta el espesor de la estructura de los tanques resisten mejor las cargas impuestas.

Figura 101

Análisis de los Esfuerzos respecto a la Carga Muerta (peso propio) para los Tanques 7, 8 y 9.

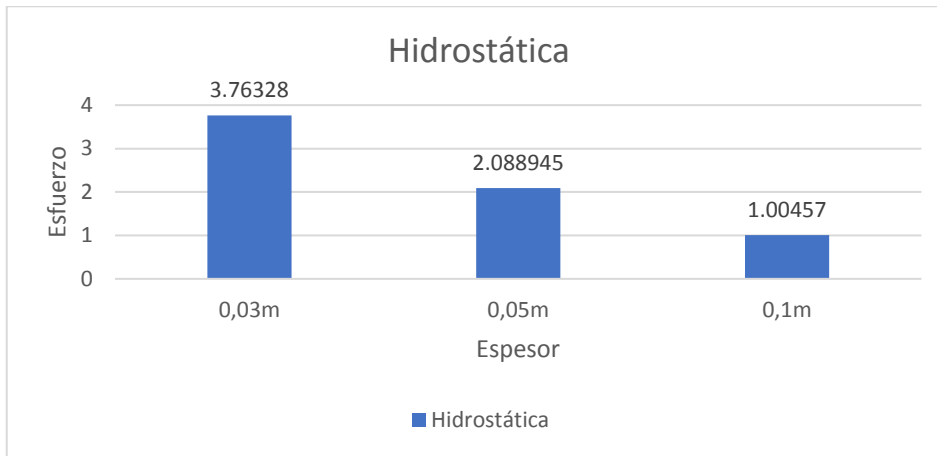


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 101, se presentan los esfuerzos por carga muerta (peso propio) para los casos 7, 8 y 9; estos se comportan de manera similar a los casos que analizamos anteriormente, mostrando que a mayor espesor de la estructura menores son los esfuerzos, siendo el máximo valor para el caso 7 con 0.9913 Mpa y el mínimo para el caso 9 con 0.71171 Mpa.

Figura 102

Análisis de los Esfuerzos Respecto a la Carga Hidrostática para los Tanques 7, 8 y 9.

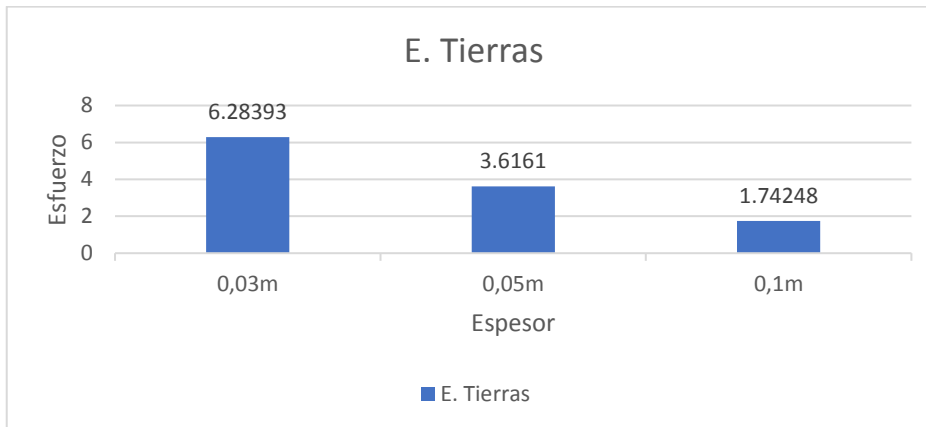


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 102, se presentan los esfuerzos resultantes de las cargas hidrostáticas, se puede observar que los máximos valores los encontramos para el caso 7 con un valor de 3,76Mpa y el mínimo para el caso 9 con un valor 1.004Mpa.

Figura 103

Análisis de los Esfuerzos respecto Empujes de Tierras para los Tanques 7, 8 y 9.

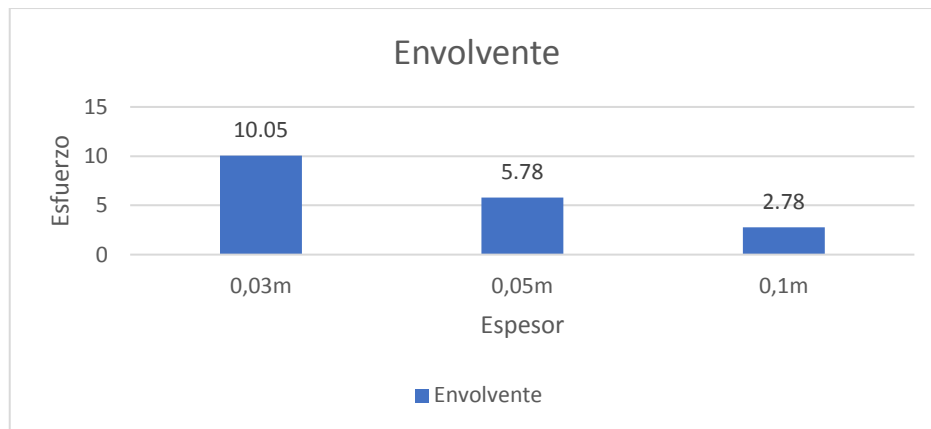


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 103, se presentan los esfuerzos de los empujes de tierras para los casos 7, 8 y 9 se puede observar que cuando el espesor de la estructura es mayor los esfuerzos son mínimos, en este caso el menor valor de 1.74Mpa lo encontramos en el caso 6.

Figura 104

Análisis de los Esfuerzos respecto a la Envolvente para los Tanques 7, 8 y 9.



Fuente: Elaboración Propia

En la figura 104, se presentan los resultados correspondientes a la envolvente de las combinaciones de cargas para los casos 7, 8 y 9, en el grafico podemos observar que cuando aumenta el espesor del tanque disminuyen los esfuerzos; así mismo, nos muestra que el menor valor lo encontramos en el caso 9 que presenta 0.1m de espesor y un esfuerzo de 2.78Mpa; y, el mayor para el caso 7 con 10.05Mpa y un espesor de 0.03m.

Del análisis anterior puedo concluir que cuando el espesor de los tanques aumenta disminuyen los esfuerzos y deformaciones, esta condición es válida para todos los casos de estudio, tanto cuando se consideran enterrados o superficiales.

4.3.2 *Análisis de los tanques en función de la altura y el diámetro.*

Los tanques presentan diversas alturas: 2.5m; 3m; y, 4m. Para analizar el efecto de la altura es necesario agrupar los casos de estudio en función del espesor de la pared y el diámetro del tanque.

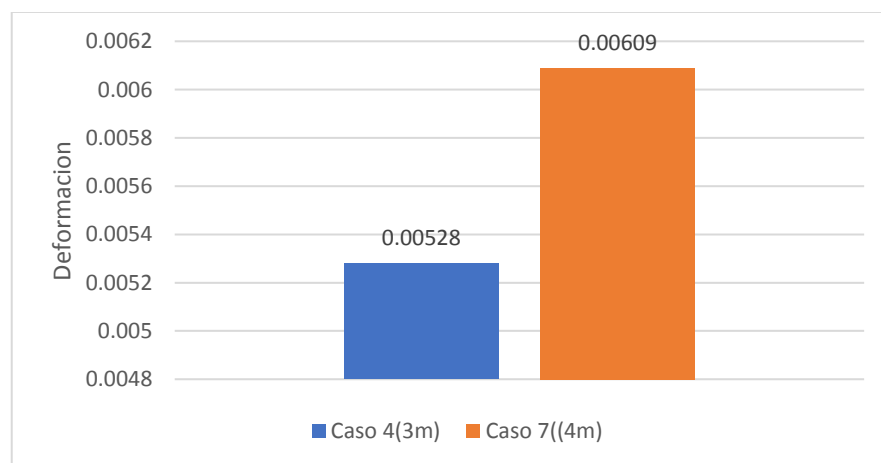
Los casos de estudio 7, 8 y 9 presentan: una altura de 4m; un diámetro de 6m; y, espesores variables. Para el resto de los casos la altura y espesor varían, no así el diámetro que se mantiene en 4m, resaltando que no se podrá realizar la comparación de los resultados de los tanques enterrados con los superficiales.

Por lo expuesto, se analizará el efecto de las alturas agrupando los modelos por su espesor, lo que me permitirá además efectuar una comparación en función del diámetro de los tanques de estudio.

4.3.3 *Análisis de la deformación en función de la altura y el diámetro del Tanque*

Figura 105

Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Muerta (Peso Propio) de los Tanques 4 y 7.

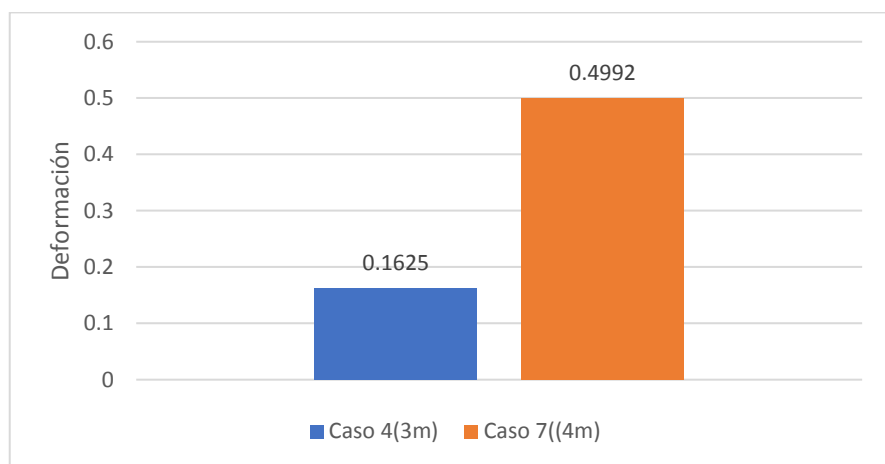


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 105, se presentan las deformaciones producidas por las presiones respecto a la carga muerta (peso propio) para los casos 4 y 7; estos casos presentan las siguientes características: variación en su altura, siendo de 3m y 4m, respectivamente; un espesor 0.03m en los dos casos; y, un diámetro de 4m para el caso 4 y 6m para el caso 7, considerandos los dos tanques enterrados. En la gráfica, además se puede apreciar que cuando se aumenta la altura y el diámetro en la estructura del tanque aumentan también las deformaciones.

Figura 106

Análisis de las Deformaciones respecto a la Carga Hidrostática de los Tanques 4 y 7.

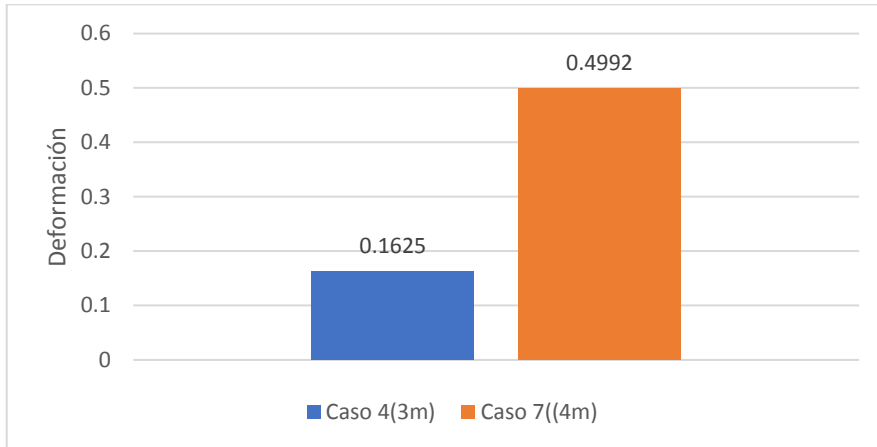


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 106, se observa las deformaciones debido a la presión hidrostática para los casos 4 y 7; notándose que a mayor altura mayor es la deformación, presentando el tanque 7 una deformación de 0.4992mm y el caso 4 una deformación de 0.1625mm.

Figura 10707

Análisis de las Deformaciones respecto al Empuje del Suelo para los Tanques 4 y 7.

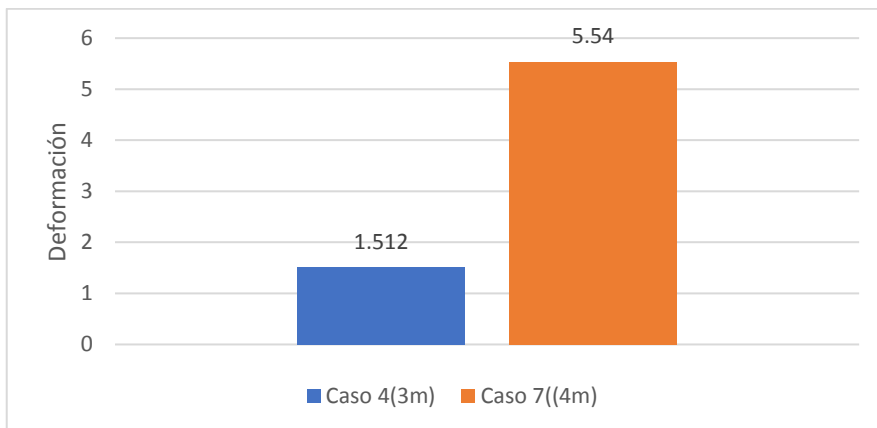


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 107, se presentan las deformaciones para los casos 4 y 7 respecto al empuje de la tierra; que, de igual manera respecto al empuje hidrostático, se puede notar que cuando aumenta la altura aumentan también las deformaciones; siendo el máximo valor de deformación de 5.54mm para el caso 7; y, la mínima deformación para el caso 4 con un valor de 1.512mm.

Figura 108

Análisis de las Deformaciones respecto a la Envoltente para los Tanques 4 y 7.

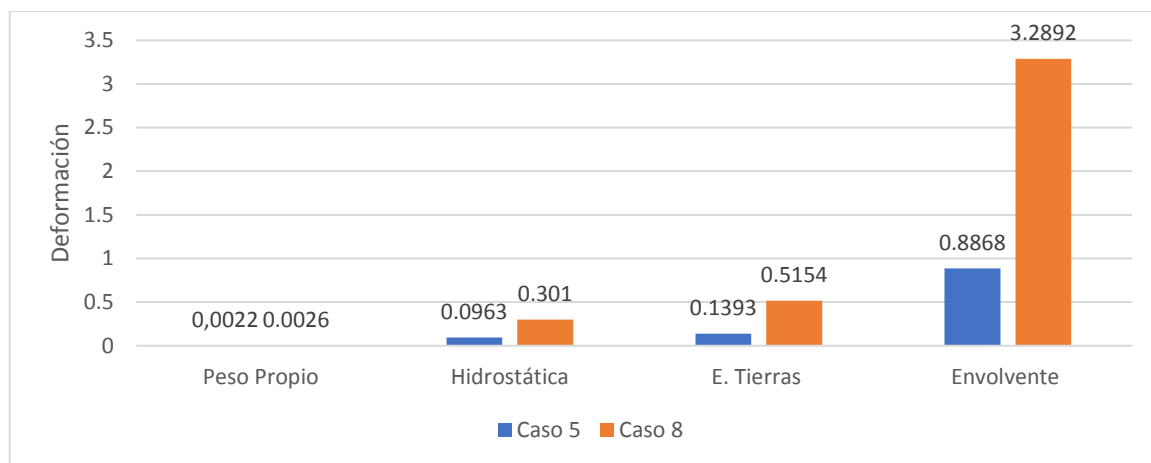


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 108, se presentan las deformaciones respecto a la envolvente de las combinaciones de cargas, notándose que el comportamiento es similar a los gráficos anteriores, ratificando que a mayor altura y diámetro mayores son las deformaciones.

Figura 109

Análisis de las Deformaciones de los Tanques 5 y 8.



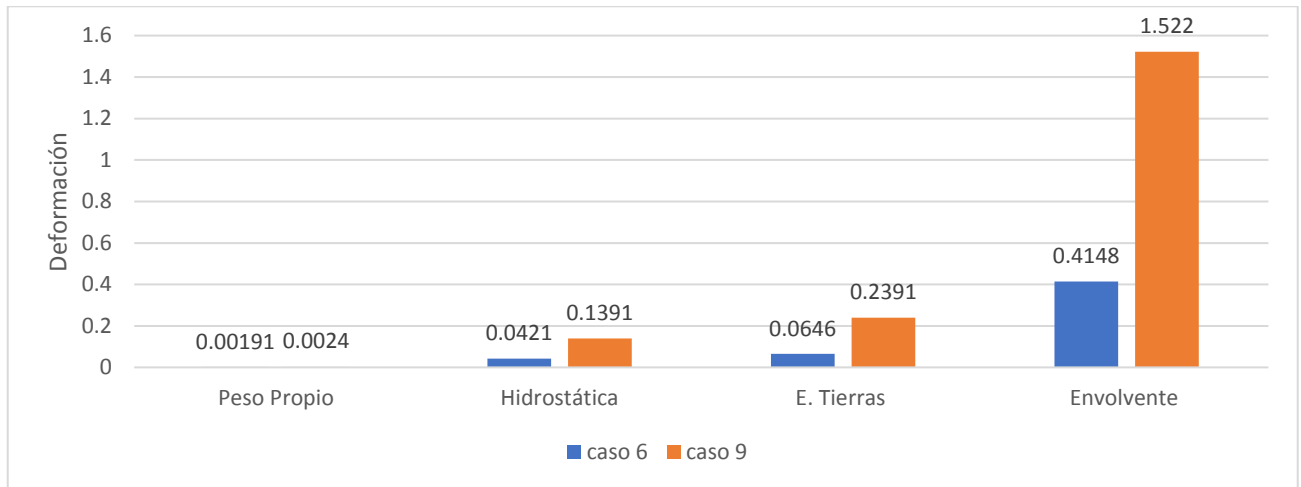
Fuente: Elaboración Propia

En la figura 109, se presentan las deformaciones para los casos 5 y 8 con las siguientes características: presentan alturas de 3m y 4m, respectivamente; espesores de 0.05m en los dos casos; y, un diámetro de 4m para el caso 5 y 6m para el caso 8. Además, se puede observar que a mayor altura mayor es la deformación.

La diferencia entre las deformaciones del caso 5 con respecto a las del caso 8 se deben a la variación de sus diámetros y alturas; deduciendo, que cuando la altura de los elementos y el diámetro son mayores las deformaciones aumentan considerablemente.

Figura 11010

Análisis de las Deformaciones de los Tanques 6 y 9.



Fuente : Elaboración Propia

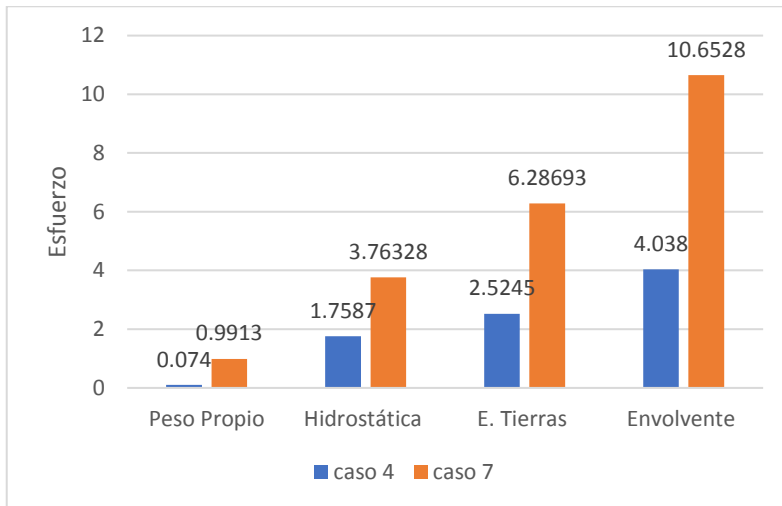
En la figura 110, se puede apreciar las deformaciones para los casos 6 y 9 estos casos presentan las siguientes características: una altura de 3m, y 4m, respectivamente; un espesor de 0.1m en ambos casos; un diámetro de 4m en el caso 6 y 6m en el caso 9. Además, podemos apreciar en el gráfico, que mientras mayor es la altura mayor son las deformaciones.

4.3.4 Análisis de los esfuerzos en función de la altura y el diámetro

Para el análisis de los esfuerzos en relación a la altura y diámetro del tanque, agruparé los modelos por su espesor, lo que me permitirá también efectuar una comparación en función del diámetro de los tanques de estudio.

Figura 111

Análisis de los Esfuerzos de los Tanques 4 y 7.

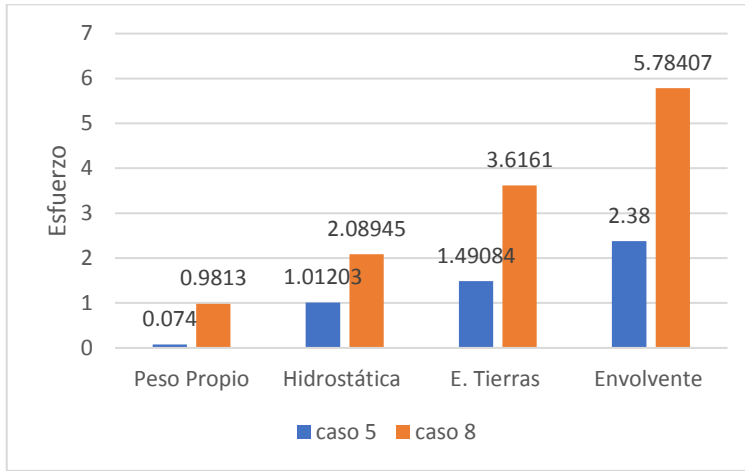


Fuente : Elaboración Propia

En la figura 111, se presentan los esfuerzos para los casos 4 y 7, donde se muestra, que al igual que sucede con las deformaciones también sucede con los esfuerzos, apreciando que a mayores alturas mayores son los esfuerzos. Es necesario señalar, que los empujes hidrostáticos de tierras y sismos se calculan en función de la altura, resultado del cual, hará que aumenten los esfuerzos con respecto a la altura; así mismo, podemos apreciar, que cuando aumenta el diámetro los valores de los esfuerzos también lo hacen. En resumen, los esfuerzos aumentan proporcionalmente al diámetro y altura del tanque.

Figura 1122

Análisis de los Esfuerzos de los Tanques 5 y 8.

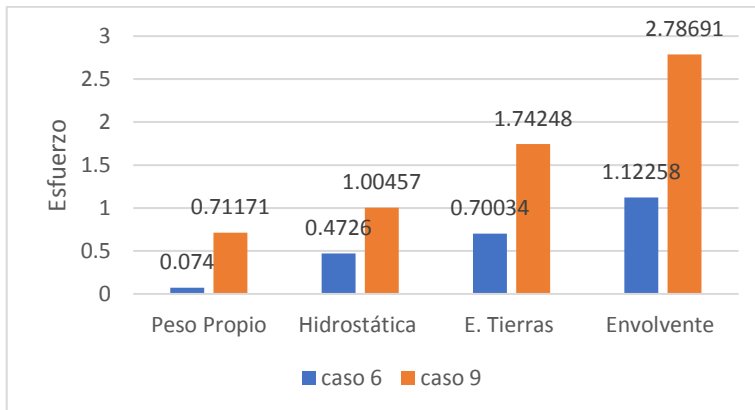


Fuente : Elaboración Propia

En la figura 112, se presentan los valores de los esfuerzos para los casos 5 y 8. Los modelos de estudio presentan las siguientes características: alturas de 3m y 4m, respectivamente; espesores de 0.05m en los dos casos; y, un diámetro de 4m para el caso 5 y 6m para el caso 8. Además, se puede apreciar que a medida que se incrementa los valores del diámetro mayores son los esfuerzos.

Figura 113

Análisis de los Esfuerzos de los Tanques 6 y 9.



Fuente : Elaboración Propia

En la figura 113 se presentan los esfuerzos de los casos 6 y 9, estos casos presentan el espesor de los tanques iguales y varían los diámetros y la altura. Se puede observar, que a mayores alturas mayores son las deformaciones. Este gráfico presenta un comportamiento similar a los anteriores; así mismo, se puede apreciar que los esfuerzos en el modelo 9 son superiores al modelo 6, los esfuerzos máximos los encontramos producto a la envolvente de las combinaciones y los empujes de tierras.

Capítulo 5 - Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

Se resumen a continuación las principales conclusiones que se derivan a partir de los planteamientos de los análisis desarrollados en este estudio:

El análisis Tenso-Deformacional de los tanques se realizó mediante la elaboración de modelos estructurales en el Software SAP2000, con elementos tipo Shell, basado en el método numérico de elementos finitos, permitiéndonos analizar el comportamiento de diversos tipos de tanques de pared delgada según la variación de la geometría y cargas aplicadas.

Los casos 1, 2 y 3; sometido a las cargas de: carga muerta (peso propio); empuje hidrostático; carga de sismo, presentan las siguientes características: diámetro de 4m; altura de 2.5m; y, espesores de 0.03m, 0.05m y 0.1m, respectivamente; y, se encuentran sobre el terreno (superficial), estos modelos presenta un buen comportamiento ante las cargas impuestas ya que en ninguno de los casos superan los límites, cuyos resultados son inferiores a los 3Mpa y 12.6 Mpa, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño; así mismo, podemos decir respecto a los valores antes mencionados: a tracción y a compresión, que pese a no rebasar los límites, se aproxima al máximo de ellos, comprobándose que si se aumentara la altura del modelo se aumentaría proporcionalmente los valores de la presión hidrostática y los empujes del sismo, lo que haría que los modelos vengan a fallar; razón por la cual, previniendo que esto no suceda, debería aumentarse proporcionalmente el espesor de la estructura.

Los modelos de estudios para los casos 4, 5 y 6; sometido a las cargas de: carga muerta (peso propio); empuje hidrostático; empuje de suelo y combinaciones de carga por

sismo, presentan las siguientes características: diámetro de 4m; altura de 3m; y, espesores de 0.03m, 0.05m y 0.1m, respectivamente; y, se encuentran enterrados. Estos modelos presentan un buen comportamiento ante las cargas impuestas ya que en ninguno de los casos superan los límites, presentando resultados inferiores a los 3Mpa y 12.6Mpa, quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño; así mismo, podemos decir que las mayores deformaciones que inciden sobre el tanque son las provocadas por los empujes de tierra. En el caso de los esfuerzos, se puede observar que éstos se distribuyen en la estructura en función de la altura; y, sus máximos valores se encuentran en las secciones próximas a la base del tanque; además, podemos concluir que cuando el espesor de los tanques aumenta disminuyen los esfuerzos y deformaciones.

Los tanques analizados para los casos 7 y 8, sometidos a las cargas de: carga muerta (peso propio); empuje hidrostático; empuje de suelo y combinaciones de carga por sismo, presentan las siguientes características: diámetro de 6m; altura de 4m; y, espesores de 0.03m y 0.05m, respectivamente; y, se encuentran enterrados. Para estos modelos de estudio los máximos esfuerzos a tracción son de: 4.06 Mpa y 3.30 Mpa, respectivamente, los mismos que son superiores a los 3 Mpa considerados como límite para la investigación, quedando fuera de los parámetros admisibles de diseño, lo que provoca que el tanque comience a fallar a tracción, concluyendo así, que, si se aumenta la altura y el diámetro del tanque, las deformaciones y esfuerzos también lo hacen. A mayor altura, mayor presión y, por ende, mayores son los esfuerzos y deformaciones en la base de la estructura.

El tanque 9 presenta las mismas condiciones de los modelos 7 y 8 pero con un espesor de 0.1m. Pese a que tienen características similares, vemos que cuando se aumenta el espesor del tanque presenta un buen comportamiento ante las cargas impuestas ya que en ninguno de los casos superan los límites presentando resultados inferiores a los 3Mpa y

12.6 Mpa quedando dentro de los parámetros admisibles de diseño. Deduciendo así, que cuando el espesor de los tanques aumenta disminuyen los esfuerzos y deformaciones.

En los modelos analizados se pudo evidenciar que para los tanques superficiales los mayores esfuerzos son productos a los empujes hidrostáticos y para los enterrados los máximos valores son por la acción del terreno. Pero cuando consideramos las combinaciones de cargas se puede evidenciar que para los casos enterrados las mayores deformaciones suceden cuando el tanque está vacío y en las superficiales cuando se encuentra lleno.

El mejor comportamiento de los tanques bajo las condiciones de cargas impuestas y diferentes dimensiones, se reflejaron para los elementos de 0.10m de espesor.

Para los 9 casos de estudio analizados, se pudo constatar que se cumple con las deformaciones límites, ya que ninguno de los casos sobrepasa la deformación admisible para la deflexión $L/1000$.

Se pudo evidenciar que cuando el espesor de los tanques aumenta disminuyen los esfuerzos y deformaciones, esta condición es válida para todos los casos de estudio, tanto cuando se consideran enterrados como superficiales.

Cuando se incrementa la altura y el diámetro de los tanques los esfuerzos y deformaciones aumentan proporcionalmente; a mayor esbeltez y radios, mayores son los valores de esfuerzos y deformaciones que se presentan en la estructura.

Recomendaciones.

Una vez concluido este trabajo de análisis de los modelos de estudio, puedo recomendar lo siguiente:

- Se recomienda el uso de tanques de ferrocemento, en dimensiones comprendidas de diámetros de 4 a 6m y alturas no mayores de 4 m.
- Los espesores de paredes de los tanques de ferrocemento, pueden variar de 3cm a 10cm; sin embargo, en tanques enterrados se recomienda aumentar el espesor de paredes en la base un anillo a $1/3$ de la altura del tanque. El espesor de la pared debe ser como mínimo 10cm debido a que para este espesor tenemos un buen comportamiento a tracción y compresión.
- Pudiera estudiarse el ferrocemento con otro tipo de mallas de refuerzo o fibra de vidrio que le proporcione una mayor resistencia multiaxial.

Bibliografía

ACI 318-14, (2014), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, Farmington Hills: American Concrete Institute.

ACI 350-06, (2006), Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures ACI Committee 350, Farmington Hills: American Concrete Institute.

ACI 350.3-01, (2006), Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary, ACI Committee 350, Farmington Hills: American Concrete Institute.

ACI Comité 549. (2018). *ACI 549.1r-18 Design Guide for Ferrocement*.

549, A. C. (2018). *ACI 549.1r-18 Design Guide for Ferrocement*.

ACI Comité 350. (2006). *ACI 350.3-06 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures*. Normas ACI.

ACI Comité 350. (2006). *ACI 350-06 CODE REQUIREMENTS FOR ENVIRONMENTAL ENGINEERING CONCRETE STRUCTURES*.

ACI Comité 549. (1993). *Guía para el Diseño, Construcción y Reparación del Ferrocemento*. American Concrete Institute.

ACI Comité 549. (1997). State of the art Report on Ferrocement.

ACI Comité 549. (2018). *ACI 549.1r-18 Design Guide for Ferrocement*.

ACI Comité 549. (2018). *ACI 549r-18 Report on Ferrocement*.

ACI314 RS-16. (2016). *Guía para el diseño simplificado de edificaciones en concreto reforzado*. American Concrete Institute, .

Ascarza, G., Enzo, M., Pérez, R., & A. Vladimir. (2017). "Análisis del comportamiento dinámico del agua en tanques apoyados rectangulares y cilíndricos bajo acción sísmica". Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC). Retrieved from

https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/622103/Guill%C3%A9n_AM.pdf?sequence=5&isAllowed=y

Berumen, M. A. (2000). *Mecanica de suelos* .

Caligieta-Lizarza, J. T. (2011). *Metodo de elementos finitos para análisis estructural*.

Cambroner, D. B. (2015). *Tipos de empujes a considerar sobre una estructura de contención*.

Carvalho, A. C., & Carvalho, M. B. (2019). *DISEÑO Y SEGUIMIENTO DE UN TANQUE DE FERROCEMENTO DE. UNIUNIVERSIDAD DE CUENCA*.

Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. (2003). *www.yumpu.com*. Retrieved from <https://www.yumpu.com/es/document/read/14747368/guia-de-construccion-para-estructuras-de-ferrocemento-bvsde->

CEPIS. (2003). *Guía de construcción para estructuras de ferrocemento*.

Chquisala, C. B. (2016). *Analisis y Diseño de una Piscina Familiar Utilizando el Sistema Ferrocemento como Material*. Tesis de Grado, Universidad de Guayaquil, Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas, Guayaquil, Ecuador.

Claudio-Kieling, A., Estrada-Cingualbres, R. a., Pereira-Santana, G., & Martinez-Grave de Peralta, J. (2019). *Estudio del comportamiento resistivo de planchas de material compuesto* . Manaus.

Colleto, D. E., & Lozano, S. L. (2001). *Manual para la construccion de tanques de ferrocemento para el almacenaje de agua*. Guardalajara , Mexico .

El Poder de la Palabra. (n.d.). (I. d. Arquitectura, Producer) Retrieved Julio 3, 2021, from www.epdlp.com: <http://www.epdlp.com/edificio.php?id=565>

- Flores, O. A., & Machado, J. M. (2014). *Influencia de los métodos de curado en el desarrollo de la resistencia a la compresión del concreto*. Managua.
- Gevara, J. N. (2014). *Comparación del comportamiento Estructural y Costo de un reservorio circular de ferro-cemento y uno de concreto armado*. Cajamarca.
- Hernández, C., & Ramirez, M. (2013). *El Ferrocemento como una alternativa de construcción Viable*. Tecamachaico.
- Hernández, N. A. (2017). *Introducción del cemento PP35 en la producción de hormigones estructurales en Cayo Santa María*.
- HOUSNER, G. W. (1954). *Earthquake pressures on fluid containers*.
- Jaramillo Carvallo, C. A. (2015). *Comparación económica, modelación técnica y constructiva, entre tanques de ferrocemento y tanques de hormigón armado con capacidad de 20m³, 50m³ y 100m³*. Trabajo de Grado, Universidad de Azuay, Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones, Facultad de Ciencia y Tecnología, Cuenca, Ecuador.
- Jaramillo, A., & Jaramillo, M. (2010). *Diseño y Seguimiento de un Tanque de Ferrocemento de 50m³*. Trabajo de Grado, Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, Cuenca, Ecuador.
- Leiva, A. O. (2010). *Monografía: Recomendaciones para la modelación por el Método de los Elementos Finitos*.
- Maldonado, I. A. (2005). *Muros de contención de ferrocemento*.
- Masó, J., Molins, C., & Aguado, A. (2005, Febrero). *Diseño de tanques cilíndricos de fibrocemento para construir en comunidades rurales de países en desarrollo*. *Monograph CIMNE*, 92(91).

- Mattey, P., Robayo, R., Torres, J., Ramos, P., & Delvasto, S. (2015, noviembre 25). Evaluación de las propiedades mecánicas de paneles de ferrocemento con agregado fino reciclado. *Informador Técnico*, 2(79), 155.
- Melargo, M. (2012). *Introduction to Shell Structures: The Art and Science of Vaulting*. Springer Science & Business Media, 125.
- Mohr, O. (2022, 2 3). *REPRESENTACIÓN DEL ESTADO TENSIONAL DE UN SÓLIDO*. Retrieved from Docencia: <https://lim.ii.udc.es/docencia/din-sismec/circulos.pdf>
- N. Khurran, A., M. Raza, A. H., & M. Irfan, u. H. (2020). Evaluación experimental de paneles de ferrocemento curados utilizando malla de polipropileno. *Ingeniería de Construcción*, 35(3), 336-345. Retrieved from <http://doi.org/10.4067/S0718-50732020000300336>
- NEC-SE-DS. (2014). *CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- Nieto Abad, C. O., & Zhañay Ledesma, W. A. (2011). *Diseño de un tanque apoyado de ferrocemento para la comunidad de Sant Rosa de Chichin, pertenecientes a la parroquia Jadán del cantón Gualaceo*. Trabajo de Grado, Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería, Cuenca, Ecuador.
- Pama, R. P., & Paul, B. K. (1992). *"Ferrocemento"*. México D. F: Ed. Abeja, S. A. Retrieved from <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/28369/MIS50.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Plasencia, G. R., & Rodríguez, S. S. (2015). *Estudio del comportamiento de vigas de gran peralte de hormigón armado mediante modelación numérica*. Ciego de Ávila .
- Quintana, C. M. (2021). *CONSTRUCCIÓN NAVAL: DESDE LA MADERA HASTA LOS MATERIALES COMPUESTOS*. Universidad de La Laguna.

- Quiroz, L. (2014). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON SAP 2000. MACRO*.
- Rodríguez, V. M. (2016). *DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PARA CONTENER LÍQUIDOS*.
- Rouco, D. C. (2017). *LAS CAPACIDADES PRIMITIVAS DEL HORMIGÓN ARMADO*.
- Saavedra, C. (2002). Ferrocemento: Innovación tecnológica económica para construir vivienda social. *Revista BIT*, 21-23.
- Sakthivel, P. B., & Jagannathan. (2012). Fibrous Ferrocement Composite with PVC-coated Weld Mesh and Barchip Polyolefin Fibers. *International Journal of Geomate*. Retrieved from <http://doi.org/10.21660/2012.6.2015>
- Santibañes, R. A. (2004). *Diseño , fabricación y ensayo de vigas con perfil doble "T" de ferrocemento .*
- Santizo, J. R. (2016). *Metodología para el diseño estructural de tanques superficiales en secciones regulares de concreto reforzado basado en el método (PCA-C) y (PCA-R) de la Portland Cement Association*. Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Solés, M. (2004). *Diseño, cálculo y ejecución de tanques de ferrocemento*. Universidad Politécnica de Cataluña, Cataluña, España.
- Valero, E. F. (2004). *APORTACIONES AL ESTUDIO DE LAS MAQUINAS ELECTRICAS DE FLUJO AXIAL MEDIANTE LA APLICACION DEL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS*.
- Velásquez, C. (2004). *Análisis hidrodinámico de Tanques de almacenamiento de líquidos* .
- Wainshtok Rivas, H. (2014). El uso del ferrocemento en la construcción civil. Experiencia cubana. *Arquitectura y Urbanismo*, 35(1).

- Wainshtok, H. (1992). *Ferrocemento, diseño y construcción*. La Habana, Cuba: Empresa Editorial Poligráfica Félix Varela.
- web náutica. (2021, enero 3). *La web náutica para los amantes de la mar de habla hispana*. Retrieved from Barcos de Ferrocemento : <https://www.navegar-es-preciso.com/news/barcos-de-ferrocemento/>
- WikiArquitectura. (n.d.). *es.wikiarquitectura.com*. Retrieved Julio 3, 2021, from es.wikiarquitectura.com: <http://es.wikiarquitectura.com/edificio/palacete-del-deporte/>
- www.arquimaster.com. (2015, Noviembre 14). *www.arquimaster.com.ar*. (C. Oson, Producer) Retrieved from <https://www.arquimaster.com.ar/web/casa-odon-en-ferrocemento-jesus-sanchez-lunqueno/>
- Yepes, V. (2020). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. Colección Manual de Referencia. Editorial Universitat Politècnica de València. doi:978-84-9048-903-1

ANEXOS

Anexo 1: Cálculo Sísmico

ACI 2.353.596	Símbolo	Und.	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
Fuerza de inercia de la masa de la pared	P_w	tf	0,40	0,67	1,37	0,52	0,86	1,75	1,00	1,67	3,38
Fuerza de inercia de la masa de la cubierta	P_r	tf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Suma de las fuerzas de inercia	P_m	tf	0,40	0,67	1,37	0,52	0,86	1,75	1,00	1,67	3,38
Fuerza lateral impulsiva del líquido	P_i	tf	3,93	3,93	3,93	5,54	5,54	5,54	16,12	16,12	16,12
Fuerza lateral convectiva del líquido	P_c	tf	3,97	3,97	3,97	4,14	4,14	4,14	9,18	9,18	9,18
Cortante en la base, para el cálculo del cortante tangencial	V	tf	5,88	6,09	6,62	7,33	7,62	8,38	19,43	20,03	21,55
Puntos de aplicación de P_w, P_i y P_c	Símbolo	Und.	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
Altura sobre la base de la pared, al c.g. de la fuerza impulsiva	h_i	m	0,83	0,83	0,83	1,01	1,01	1,01	1,39	1,39	1,39

Altura sobre la base de la pared, al c.g. de la fuerza convectiva	h_c	m	1,37	1,37	1,37	1,78	1,78	1,78	2,38	2,38	2,38
Altura sobre la base, incluyendo la presión en la base	h'_i	m	1,61	1,61	1,61	1,68	1,68	1,68	2,47	2,47	2,47
Altura sobre la base, incluyendo la presión en la base	h'_c	m	1,66	1,66	1,66	1,96	1,96	1,96	2,72	2,72	2,72
Distribución de las presiones	Símbolo	UND.	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
Presión hidrostática (superficie)	q_{hy}	tf / m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Presión hidrostática (fondo)	q_{hy}	tf / m ²	2,20	2,20	2,20	2,70	2,70	2,70	3,70	3,70	3,70
Presión hidrodinámica p_{hy} debida a la aceleración vertical	p_{hy}	tf / m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Presión hidrodinámica p_{hy} debida a la aceleración vertical	p_{hy}	tf / m ²	0,36	0,36	0,36	0,44	0,44	0,44	0,60	0,60	0,60
Distribución de las presiones	Símbolo	UND.	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
Presión de la pared por unidad de altura	P_{my}	tf / m	0,08	0,13	0,27	0,09	0,14	0,29	0,01	0,21	0,42
Presión hidrodinámica	$P_{i\ y=HL}$	tf / m ²	0,22	0,22	0,22	0,26	0,26	0,26	0,12	0,54	0,54

P_{iy} , en la superficie												
Presión hidrodinámica P_{iy} , en el fondo	$P_{iy=0}$	tf / m ²	1,57	1,57	1,57	1,79	1,79	1,79	0,81	3,81	3,81	
Presión hidrodinámica P_{cy} , en la superficie	$P_{cy=HL}$	tf / m ²	1,56	1,56	1,56	1,50	1,50	1,50	0,43	2,30	2,30	
Presión hidrodinámica P_{cy} , en el fondo	$P_{cy=0}$	tf / m ²	0,25	0,25	0,25	0,03	0,03	0,03	0,03	0,18	0,18	
Distribución de las presiones	Símbolo	UND.	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
Presión en la pared por unidad de altura y de ancho	p_{my}	tf / m ²	0,01	0,02	0,04	0,01	0,14	0,05	0,01	0,02	0,04	
Presión hidrodinámica p_{iy} , en la superficie	p_{iy}	tf / m ²	0,07	0,07	0,07	0,08	0,08	0,08	0,12	0,12	0,12	
Presión hidrodinámica p_{iy} , en el fondo	p_{iy}	tf / m ²	0,50	0,50	0,50	0,57	0,57	0,57	0,81	0,81	0,81	
Presión hidrodinámica p_{cy} , en la superficie	p_{cy}	tf / m ²	0,44	0,44	0,44	0,42	0,42	0,42	0,43	0,43	0,43	
Presión hidrodinámica p_{cy} , en el fondo	p_{cy}	tf / m ²	0,07	0,07	0,07	0,01	0,01	0,01	0,03	0,03	0,03	

Momento de la pared	M_w	tf m	0,50	0,84	0,77	0,77	1,29	2,62	2,00	3,35	6,75
Momento de la cubierta	M_r	tf m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Momento total de las masas	M_m	tf m	0,50	0,84	0,77	0,77	1,29	2,62	2,00	3,35	6,75
Momento de la fuerza impulsiva	M_i	tf m	3,25	3,25	5,61	5,61	5,61	5,61	22,37	22,37	22,37
Momento de la fuerza convectiva	M_c	tf m	5,43	5,43	7,38	7,38	7,38	7,38	21,81	21,81	21,81
Momento flexionante total	M_b	tf m	6,60	6,80	9,75	9,75	10,10	11,05	32,71	33,72	36,38
Momento de volteo de la pared	M_{ow}	tf m	0,50	0,84	0,00	0,77	1,29	2,62	2,00	3,35	6,75
Momento de volteo de la cubierta	M_{or}	tf m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Momento de volteo de las masas	M_{om}	tf m	0,50	0,84	0,00	0,77	1,29	2,62	2,00	3,35	6,75
Momento de la fuerza impulsiva	M_{oi}	tf m	6,34	6,34	0,00	9,32	9,32	9,32	39,80	39,80	39,80
Momento de la fuerza convectiva	M_{oc}	tf m	6,60	6,60	0,00	8,14	8,14	8,14	24,97	24,97	24,97
Momento de volteo total	M_o IBP	tf m	9,51	9,76	9,76	12,96	13,37	14,45	48,70	49,86	52,83

**AUTORIZACION DE PUBLICACION EN EL REPOSITORIO
INSTITUCIONAL**

Yo, Galo Andrés Zavala Cárdenas portador de la cédula de ciudadanía N.º 1400816730. En calidad de autor y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación “Análisis tenso – Deformacional de tanques de reserva con tecnología de Ferrocemento” de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizo a la Universidad para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 25 de Mayo de 2022



F:

Galo Andrés Zavala Cárdenas

1400816730